

Masterarbeit

Aspekte der Gebirgscharakterisierung im Tunnelbau

BSc Alexander Kluckner

Institut für Felsmechanik und Tunnelbau
Technische Universität Graz
Vorstand: O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Wulf Schubert

Begutachter: O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Wulf Schubert
Betreuer: Dipl.-Ing. Thomas Pilgerstorfer

Graz, im Oktober 2012

Abstract

This master thesis deals with the „Guideline for the Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation“ of the Austrian Society for Geomechanics (OeGG). The guideline contains a concept for ground characterization and for a coherent procedure for the determination of excavation and support during design and construction. Apart from the fact that the guideline is widely applied and that it is well accepted by the designers, the correct application is not always guaranteed. Although every underground structure represents a prototype, assumptions and thoughts of previous projects are often adopted in an uncritical way. The present study takes the basic ideas of the guideline into account and shows a possible way to realize the geotechnical design in a comprehensible manner. The tremendous diversity of geotechnical conditions and a general considerable complexity of the rock mass entails inevitably uncertainties within a project. In addition parameters determined quantitatively and qualitatively exhibit a natural variability. Therefore particular attention is paid to the preparation of available data to derive a minimum of uncertainty. With respect to the remaining variability a probabilistic approach will be discussed. Besides this, the limits of application of commonly used homogenization methods for determining the rock mass parameters are highlighted by utilizing numerical studies. The geotechnical design is carried out according to the guideline up to the determination of the rock mass types. Specific problems are addressed and the procedure is described in detail.

Kurzfassung

Diese Masterarbeit befasst sich mit der „Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb“ der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik (OeGG). Die Richtlinie beinhaltet ein Konzept zur Gebirgscharakterisierung und zur nachvollziehbaren Festlegung von bautechnischen Maßnahmen während der Planung und Bauausführung. Sie ist bislang weit verbreitet und wird von Planern im Allgemeinen gern angenommen, wenngleich die korrekte Anwendung nicht immer gewährleistet ist. Viel zu oft werden Annahmen und Überlegungen aus vorangegangenen Projekten unkritisch übernommen, obwohl jedes Untertagebauwerk einen Prototyp darstellt. Die vorliegende Arbeit setzt sich mit den grundlegenden Ideen der Richtlinie auseinander und zeigt einen möglichen Weg zur Umsetzung der geotechnischen Planung gemäß der Richtlinie auf. Die enorme Vielfalt an geotechnischen Verhältnissen und die in der Regel beachtliche Komplexität der Gebirgsstruktur bringen unweigerlich Unsicherheiten mit sich. Zudem weisen quantitativ und qualitativ bestimmbare Parameter eine natürliche Streuung auf. Deshalb wird besonderes Augenmerk auf die Aufbereitung der zur Verfügung stehenden Daten zur Minimierung der Unsicherheiten gerichtet. Darüber hinaus wird ein probabilistischer Ansatz zur Berücksichtigung der verbleibenden Streuung diskutiert. Die Anwendungsgrenzen häufig verwendeter Homogenisierungsmethoden zur Bestimmung der Gebirgsparameter werden anhand numerischer Vergleichsrechnungen aufgezeigt. Die geotechnische Planung wird im Sinne der Richtlinie bis hin zur Bestimmung der Gebirgsarten umgesetzt, auf besondere Probleme hingewiesen und die Vorgehensweise ausführlich beschrieben.

Statutory Declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommene Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz

Ort

24.10.2012

Datum

Alexander Kluckner

Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich zunächst bei meinen Freunden in Graz bedanken, ohne die es während des Studiums nur halb so lustig gewesen wäre. Ebenso gebührt mein Dank jenen Freunden, die in den letzten Jahren unentwegt dafür gesorgt haben, dass ich die schönen Seiten des Lebens nicht verkenne und die mir in schlechten Zeiten immer beiseite gestanden sind.

Des Weiteren möchte ich den Mitarbeitern des Institutes für Felsmechanik und Tunnelbau, die mich vor gut drei Jahren in ihr Team aufgenommen haben, danken. Sie haben mir das Tor zur Welt des Tunnelbaus, der Königsdisziplin des Ingenieurwesens, geöffnet. Bei Prof. Wulf Schubert möchte ich mich für seine Denkanstöße und Ratschläge sowie für sein Vertrauen in meine Person bedanken.

Im Besonderen ein herzliches Dankeschön an Mr. Pilgerstorfer und Mr. Wieser, die mir bei der Verfassung meiner Masterarbeit unermüdlich zur Seite standen. Die abendlichen Sitzungen mit ihnen bei *Rosi* haben den stressigen Alltag aufgelockert und in zum Teil philosophischen Gesprächen wurden Probleme gelöst und neue Pläne für die Zukunft geschmiedet.

Den größten Dank richte ich an meine Familie (Helmuth, Caroline und Bruderherz Michael) in Tirol. Ohne ihre Unterstützung in jeglicher Hinsicht wäre das Studium nicht denkbar gewesen.

Graz, im Oktober 2012

BSc Alexander Kluckner

Inhalt

1	Einleitung	1
2	Zielvorstellungen	2
3	Vorgangsweise der geotechnischen Planung	3
3.1	Richtlinie für die geotechnische Planung	3
3.2	Probabilistische Berücksichtigung der Variabilität von Kennwerten	6
4	Bearbeitungsgrundlagen	10
4.1	Gebirgsbereich A	10
4.2	Gebirgsbereich B	10
4.3	Gebirgsbereich C	11
4.4	Verfügbare Labordaten	13
5	Datenaufbereitung	14
5.1	Felsmechanische Laborversuche	16
5.2	Einaxialer Druckversuch	17
5.2.1	Prüfkörperabmessungen	17
5.2.2	Belastungsrichtung	20
5.2.3	Verformungskenngrößen	23
5.2.4	Bruchbild	23
5.2.5	Post-failure-Bereich und Zerstörungsarbeit	23
5.2.6	Plausibilität der Versuchsergebnisse	25
5.3	Triaxialer Druckversuch	26
5.3.1	Prüfkörperabmessungen	26
5.3.2	Belastungsrichtung	27
5.3.3	Verformungskenngrößen	27
5.3.4	Bruchbild	27
5.3.5	Plausibilität der Versuchsergebnisse	28
5.4	Scherversuch	29
5.4.1	Versuchsanordnung	29
5.4.2	Scherfläche	31
5.4.3	Belastungsrichtung	32
5.4.4	Kluftsteifigkeit	33
5.4.5	Plausibilität der Versuchsergebnisse	34
5.5	Spaltzugversuch	35
5.5.1	Prüfkörperabmessungen	35
5.5.2	Belastungsrichtung	35

5.5.3	Bruchbild	36
5.5.4	Zähigkeit	37
5.5.5	Plausibilität der Versuchsergebnisse	38
5.6	Weitere Laborversuche	38
5.6.1	Dichtebestimmung	38
5.6.2	Schallgeschwindigkeitsmessung	38
5.6.3	Wassergehaltsbestimmung	39
5.7	Zusammenfassung	40
5.8	Bereinigte Daten	45
6	Gebirgscharakterisierung	46
6.1	Beschreibung der Gebirgsbereiche	47
6.1.1	Karbonatgesteine im GB A	49
6.1.2	Metamorphe Gesteine im GB B und GB C	51
6.2	Datenauswertung	53
6.2.1	Triaxialer Druckversuch	53
6.2.2	Scherversuch	56
6.2.3	Laboransprache	57
6.2.4	Gesamtüberblick zur Identifikation von Extremwerten	58
6.2.5	Mögliche Korrelationen	60
6.2.6	Verbleibende Daten	61
6.3	Definition der Schlüsselparameter	62
6.3.1	Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit	63
6.3.2	Blockgröße	66
6.3.3	Trennflächenbeschaffenheit	67
6.3.4	Gebirgstropie	69
6.3.5	Quellpotential	69
6.4	Spezifikation der Gebirgsarten	70
6.5	Gebirgsparameter	75
6.5.1	Methoden zur Bestimmung der Gebirgsparameter	75
6.5.2	Anmerkungen zu Homogenisierungsmethoden	79
6.5.3	Anwendungsgrenzen am Beispiel des GSI-Systems	80
6.5.4	Monte-Carlo Simulation	97
6.5.5	Bestimmung der Gebirgsparameter	102
7	Fazit	107
	Symbole	109
A.1	Kleinbuchstaben	109
A.2	Großbuchstaben	112
A.3	Griechische Buchstaben	114
	Abkürzungen	116
	Literatur	117

Histogramme der Gesteinsparameter	123
Datenblatt GA 7.1	130
Gleichungen	132
F.4 Statistische Maßzahlen	132
F.5 Auswertung von triaxialen Druckversuchen	133
F.5.1 Hoek-Brown Parameter	133
F.5.2 Mohr-Coulomb Parameter	133
F.6 Bestimmung der Gebirgsparameter nach Hoek et al.	134
F.6.1 Allgemeines Hoek-Brown Bruchkriterium	134
F.6.2 Gebirgsparameter	134
F.7 Bestimmung des GSI nach Cai et al.	137
F.7.1 Blockvolumen	137
F.7.2 Trennflächenbeschaffenheit	138
F.7.3 GSI (<i>Geological Strength Index</i>)	138
F.7.4 GSI ^r (<i>Residual Geological Strength Index</i>)	138
F.8 Bestimmung des GSI nach Dinc et al.	141
F.8.1 Zerlegungsgrad im ungestörten Zustand	141
F.8.2 Störungsgrad und Verzahnungsgrad	142
F.8.3 Trennflächenbeschaffenheit	145
F.8.4 Gesteinhärte	145
F.8.5 Gebirgsdruckfestigkeit bei vollständiger Verzahnung	147
F.8.6 Neu formuliertes Hoek-Brown Bruchkriterium	148
F.9 Ermittlung der Bruchzontentiefe und der Hohlraumverformung nach Feder & Arwanitakis	149
F.9.1 Primärspannungszustand	149
F.9.2 Zugfestigkeit und passiver Seitendruckbeiwert	149
F.9.3 Radiale Spannungen und plastischer Radius	150
F.9.4 Elastische Radialverformungen	151
F.9.5 Plastische Radialverformungen	151
F.10 Ermittlung der Bruchzontentiefe und der Hohlraumverformung nach Hoek	154
F.10.1 Allgemeines Mohr-Coulomb Bruchkriterium	154
F.10.2 Gebirgsparameter	154
F.10.3 Kritisches Spannungsniveau und plastischer Radius	155
F.10.4 Elastische Radialverformungen	156
F.10.5 Plastische Radialverformungen	156

Abbildungsverzeichnis

3.1	Planungsphasen eines Tunnelbauwerkes	4
3.2	Schematischer Ablauf der geotechnischen Planung	5
3.3	Verschiedene Baukosten- und Bauzeitstreuungen	7
3.4	Schematischer Ablauf zur Ermittlung von Ausbruch und Ausbau einschließlich einer Risikoanalyse	9
4.1	Längenschnitt GB A	11
4.2	Längenschnitt GB B	12
4.3	Längenschnitt GB C	12
5.1	Einaxialer Druckversuch – Einfluss der Endflächenreibung	17
5.2	Einaxialer Druckversuch – Einfluss der Probenform und Probengröße	18
5.3	Einaxialer Druckversuch – Einfluss der Gefügeorientierung auf die Festigkeit	21
5.4	Einaxialer Druckversuch – Einfluss der Gefügeorientierung auf die Spannungs-Dehnungs-Kurve	22
5.5	Einaxialer Druckversuch – Nachbruchverhalten	24
5.6	Triaxialer Druckversuch – Einfluss des Seitendruckes auf die Spannungs-Dehnungs-Kurve	28
5.7	Scherversuch – Mögliche Scherrichtung	33
5.8	Scherversuch – Ermittlung der Kluftschersteifigkeit	34
5.9	Spaltzugversuch – Mögliche Versuchsanordnungen	36
5.10	Spaltzugversuch – Bruchfläche entlang der Belastungsebene	36
5.11	Spaltzugversuch – Zuordnung zweier Prüfkörper zur Bestimmung der Zähigkeit	37
6.1	Triaxialer Druckversuch – Histogramm der Hoek-Brown Konstante m_i	55
6.2	Triaxialer Druckversuch – Abweichungen zwischen den Mohr-Coulomb und den Hoek-Brown Parametern	56
6.3	Scherversuch – Einfluss der Versuchsdatenauswertung auf die Ergebnisse	57
6.4	Datenauswertung – Verteilungen einiger Gesteinskennwerte der Phyllite	59
6.5	Zwei Streudiagramme zur Veranschaulichung möglicher Korrelationen	61
6.6	Variation der Tangentialspannung in Abhängigkeit der Überlagerung	65
6.7	Felsblock, durchtrennt von drei Trennflächenscharen	66
6.8	Wechselweise Lagerung von Gebirgsschichten – Einfluss der Heterogenität auf die GA-Bestimmung	71
6.9	Bestimmung der Gebirgsparameter – Mehrschichtmodell: Modellparameter	78
6.10	Bestimmung der Gebirgsparameter – Mehrschichtmodell: 1. Berechnungsansatz	78

6.11	Bestimmung der Gebirgsparameter – Mehrschichtmodell: 2. Berechnungsansatz	79
6.12	GSI nach Cai et al. – Einfluss des Durchtrennungsgrades	83
6.13	Numerische Vergleichsrechnung – Diskretes Modell	88
6.14	Numerische Vergleichsrechnung – Kontinuumsmodell	89
6.15	Vergleichsrechnung – Modell 1	91
6.16	Vergleichsrechnung – Modell 2	92
6.17	Vergleichsrechnung – Modell 3	93
6.18	Vergleichsrechnung – Modell 4	94
6.19	Vergleichsrechnung – Modell 5	95
6.20	Vergleichsrechnung – Modell 6	96
6.21	GA 1.1 Dolomit-/Kalkgestein – Häufigkeitsverteilung der einaxialen Druckfestigkeit	99
6.22	GA 1.1 Dolomit-/Kalkgestein – Mögliche Häufigkeitsverteilungen der einaxialen Druckfestigkeit	99
6.23	GA 1.1 Dolomit-/Kalkgestein – Tatsächliche Verteilung und simulierte Beta-Verteilung der einaxialen Druckfestigkeit	100
6.24	GA 1.1 Dolomit-/Kalkgestein – Tatsächliche Verteilung und simulierte PERT-Verteilung der einaxialen Druckfestigkeit	100
6.25	PERT-Verteilung – Einfluss des Formfaktors auf die Verteilungsfunktion und Einfluss der Klassengröße auf die Darstellung der Häufigkeitsverteilung	101
6.26	Gebirgsmodul – Vergleich verschiedener Lösungen	103
6.27	Gesteinshärte nach Dinc et al. – Wertebereich der jeweiligen GA für die Monte-Carlo Simulation	104
6.28	Monte-Carlo Simulation – Häufigkeitsverteilung einiger Berechnungsergebnisse aus dem GSI-System nach Cai et al.	105
6.29	Monte-Carlo Simulation – Häufigkeitsverteilung einiger Berechnungsergebnisse aus dem GSI-System nach Dinc et al.	106
D.1	Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Phyllite	124
D.2	Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Schiefer	125
D.3	Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Gneise	126
D.4	Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Karbonate	127
D.5	Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Brekzien	128
D.6	Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Kataklasite	129
F.7	Skizze zur Erläuterung der Welligkeit J_W	138
F.8	Reduzierungsfaktoren r_{SR} , r_{mb} und r_s in Abhängigkeit vom Störungsgrad D und vom Verzahnungsgrad d_i	144
F.9	Gesteinshärte A	146

Tabellenverzeichnis

5.1	Einaxialer Druckversuch – Anforderungen an die Prüfkörperabmessungen	19
5.2	Einaxialer Druckversuch – Grenzen der Prüfkörperschlankheit	19
5.3	Triaxialer Druckversuch – Anforderungen an die Prüfkörperabmessungen .	26
5.4	Spaltzugversuch – Anforderungen an die Prüfkörperabmessungen	35
5.5	Spaltzugversuch – Zähigkeits-Attribute	38
5.6	Einaxialer Druckversuch – Datenaufbereitung	41
5.7	Triaxialer Druckversuch – Datenaufbereitung	42
5.8	Scherversuch – Datenaufbereitung	43
5.9	Spaltzugversuch – Datenaufbereitung	44
5.10	Zusammenfassung – Datenaufbereitung	45
6.1	Geologische Beschreibung der zu charakterisierenden Gesteinsarten	48
6.2	Datenauswertung – Identifizierte Extremwerte	60
6.3	Zusammenfassung – Datenauswertung	61
6.4	Definierte Schlüsselparameter	63
6.5	Kategorisierung der einaxialen Druckfestigkeit	65
6.6	Trennflächenabstände – Definition deskriptiver Angaben	67
6.7	Kategorisierung des Trennflächenabstandes	67
6.8	Kriterien für die Angabe von Gesteins- und Trennflächenkennwerten	73
6.9	Übersicht der spezifizierten Gebirgsarten	74
6.10	Kategorisierung der Durchgängigkeit von Trennflächen	82
6.11	Eingangsparameter der numerischen und analytischen Berechnungen	90
E.1	GA 7.1 Albitgneis – Datenblatt	131
F.2	Werte für die Materialkonstante m_i des intakten Gesteins	135
F.3	Klassifizierung der Welligkeit J_W von Trennflächen	138
F.4	Klassifizierung der Rauigkeit/Unebenheit J_S von Trennflächen	139
F.5	Klassifizierung der Verwitterung J_A von Trennflächen	140
F.6	Störungsgrad D in Abhängigkeit der Ausbruchs- bzw. Abbruchmethode . .	143
F.7	Beschreibung der Kategorien der Ausbruchsmethoden und des Verzahnungsgrades	145
F.8	Klassifizierung der Rauigkeit R_r , der Verwitterung R_w und der Füllung R_f von Trennflächen	146

1 Einleitung

Wesentlicher Bestandteil der geotechnischen Planung eines Tunnelbauwerkes ist die Charakterisierung des Gebirges. Auf Grundlage von Informationen aus baugeologischen Erkundungsmaßnahmen (z. B. geologische Geländekartierung, geotechnische und mineralogische Laborversuche) ist das zu durchörternde Gebirge zu Beginn einer geotechnischen Planung zu modellieren und die geotechnisch relevanten Eigenschaften (Schlüsselparameter) der Gebirgsstruktur zu quantifizieren. Gebirgsbereiche, welche sich hinsichtlich der definierten Schlüsselparameter kaum unterscheiden, können zu sogenannten Gebirgsarten (GA) zusammengefasst werden.

Aufgrund der im Allgemeinen hohen Komplexität des Gebirgsaufbaues sind die aus baugeologischen Erkundungsmaßnahmen gewonnenen Informationen und Daten stets mit Unsicherheiten behaftet. Je nach betrachtetem Gebirgsvolumen ist das Gebirge stark heterogen. Punktuell durchgeführte Erkundungsmaßnahmen können die gesamten Gebirgseigenschaften demnach nicht vollständig erfassen. Zusätzlich zu den Unsicherheiten kommt die natürliche Streuung von geologischen und geotechnischen Kennwerten erschwerend hinzu. Für eine angemessene geotechnische Planung sind im Zuge der Gebirgscharakterisierung die Unsicherheiten zu minimieren und die Variabilität von Kennwerten zu berücksichtigen.

Bis zur Bauausführung stellen die Eigenschaften der jeweiligen Gebirgsarten die Grundlagen für alle weiteren Berechnungen (Gebirgsverhalten, Ausbaumaßnahmen, Bauzeit und Baukosten) im Zuge der geotechnischen Planung dar. Neben den Gesteins- und Trennflächenkennwerten sind üblicherweise noch zusätzlich die Gebirgsparameter der einzelnen Gebirgsarten erforderlich. Diese können über direkte Methoden (in situ Versuche) oder indirekte Methoden bestimmt werden, wobei die indirekte Methode der Homogenisierung sicherlich die am Häufigsten verwendete, einfachste aber auch die je nach Gebirgsstruktur unsicherste Methode zur Bestimmung der Gebirgsparameter darstellt.

Um die geotechnische Planung von Tunnelbauwerken zielführend umsetzen zu können, wurde die „Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb“ von der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik (OeGG) [60] ausgearbeitet. Die Richtlinie beinhaltet u. a. ein Konzept zur Gebirgscharakterisierung und soll als Leitfaden für Projektgenieure dienen. Obwohl die geologischen und geotechnischen Verhältnisse sowie die gebirgs- und projektspezifischen Randbedingungen von Projekt zu Projekt unterschiedlich sind, werden Annahmen und Überlegungen, welche grundsätzlich für jedes Bauvorhaben von Neuem zu treffen bzw. zu machen sind, aus vorangegangenen Projekten viel zu oft unkritisch übernommen.

2 Zielvorstellungen

Ziel dieser Arbeit ist es, wichtige Aspekte der Gebirgscharakterisierung aufzuzeigen. Die geotechnische Planung eines Tunnelbauwerkes soll im Sinne der geotechnischen Richtlinie [60] anhand eines fiktiven Beispiels bis hin zur Bestimmung der Gebirgsarten durchgeführt werden. Eine mögliche Herangehensweise soll veranschaulicht und die grundlegenden Ideen der Richtlinie berücksichtigt werden, wobei Annahmen/Überlegungen bezüglich der Gebirgscharakterisierung ausführlich zu beschreiben sind.

Besondere Beachtung ist der Aufbereitung von Daten aus felsmechanischen Laborversuchen zukommen zu lassen, um Unsicherheiten im Datensatz zu berücksichtigen sowie die Streuung von Kennwerten zu minimieren. Hierfür sind die Prüfkörper aus Laborversuchen – im Speziellen der einaxiale und triaxiale Druckversuch, der Scherversuch sowie der Spaltzugversuch – hinsichtlich der Anforderungen von Normen und Richtlinien zu überprüfen, relevante Einflussgrößen auf die Versuchsergebnisse zu identifizieren und Auswertungskriterien festzulegen.

Im weiteren Verlauf sind auf Basis der zur Verfügung stehenden Informationen geotechnisch sinnvolle Schlüsselparameter und Gebirgsarten – geotechnisch relevante Gebirgsvolumina, welche gleichartig sind in Bezug auf deren Eigenschaften [60] – zu bestimmen. Über numerische Vergleichsrechnungen sollen zudem mögliche Anwendungsgrenzen von Homogenisierungsmethoden, welche bevorzugt für die Bestimmung von Gebirgsparametern Anwendung finden, festgestellt werden.

Darüber hinaus soll im Zuge der Arbeit auf die Problematik von deterministischen Methoden hinsichtlich der Aussagekraft von Berechnungsergebnissen aufmerksam gemacht und die probabilistische Berücksichtigung der verbleibenden Streuung von Kennwerten anhand der Bestimmung der Gebirgsparameter mit der Monte-Carlo Simulation gezeigt werden.

3 Vorgangsweise der geotechnischen Planung

Für die Realisierung eines in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht optimalen Bauobjektes ist vor der eigentlichen Bauausführung eine solide Planung notwendig. Vor allem größere Bauvorhaben wie z. B. Tunnelbauwerke machen die Verwendung eines Planungskonzeptes erforderlich, um die Planung selbst gezielt und transparent durchführen zu können.

In diesem Kapitel werden die grundlegenden Ideen der geotechnischen Richtlinie [60] der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik (OeGG), welche ein Konzept für die Planung von Untertagebauten beinhaltet, angeführt. Zusätzlich wird kurz auf die Verknüpfung der Richtlinie mit einem probabilistischen Ansatz zur Berücksichtigung von Kennwertstreuungen eingegangen.

3.1 Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb

Die Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb [60] der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik (OeGG) dient als Leitfaden für die Gebirgscharakterisierung bei Bauwerken unterhalb der Geländeoberfläche und für die Festlegung der erforderlichen bautechnischen Maßnahmen (Ausbruchsmethoden, Sicherungsmaßnahmen). Sie ist ergänzend zur Werkvertragsnorm ÖNORM B2203-1 [3], welche die Verfahrens- und Vertragsbestimmungen für die Ausführung von Untertagebauarbeiten im zyklischen Vortrieb enthält, anzuwenden.

Inhalt der Richtlinie ist ein Konzept, mit dem die geotechnische Planung eines Untertagebauwerkes unter Berücksichtigung von gebirgs- und projektspezifischen Rahmenbedingungen systematisch und nachvollziehbar durchgeführt werden kann. Das Konzept umfasst zwei Phasen der geotechnischen Planung. Basierend auf einem realistischen geologischen Modell [28, 53] werden in Phase 1 (Planung) das Gebirge charakterisiert, örtliche Einflussfaktoren und das Gebirgsverhalten bestimmt sowie die Ausbruchsmethoden und die Sicherungsmaßnahmen festgelegt. Die Planungsphase eines Tunnelbauwerkes wiederum kann abhängig vom Projektfortschritt entsprechend Abbildung 3.1 in fünf Etappen unterteilt werden.

Mit dem Projektfortschritt nimmt der Umfang an Informationen aus baugeologischen Erkundungsmaßnahmen kontinuierlich zu, wodurch eine stetige Verfeinerung der Planung ermöglicht wird. Unabhängig davon wird es aufgrund der enormen Vielfalt an geotechnischen Verhältnissen (Primärspannungszustand, Bergwasserverhältnisse, Gebirgszustand, etc.) stets Unsicherheiten im baugeologischen Modell geben [51]. Diese Unsicherheiten müssen mit der geotechnischen Planung abgedeckt werden. Hierzu werden einerseits Warnkriterien und

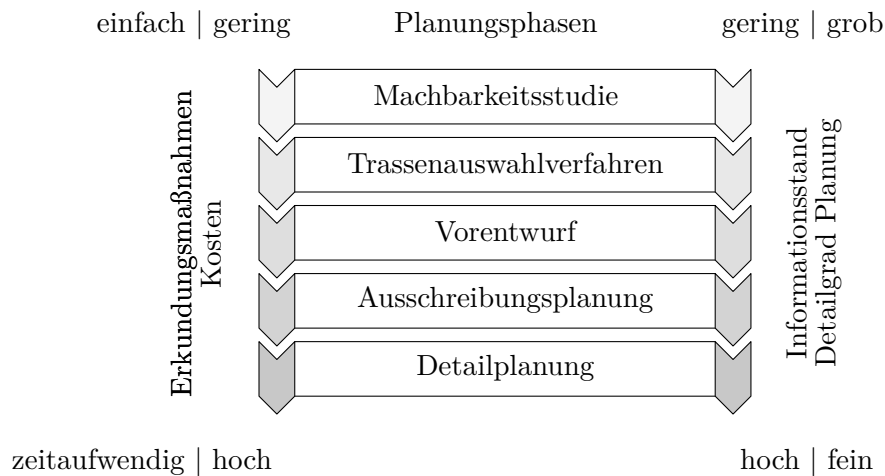


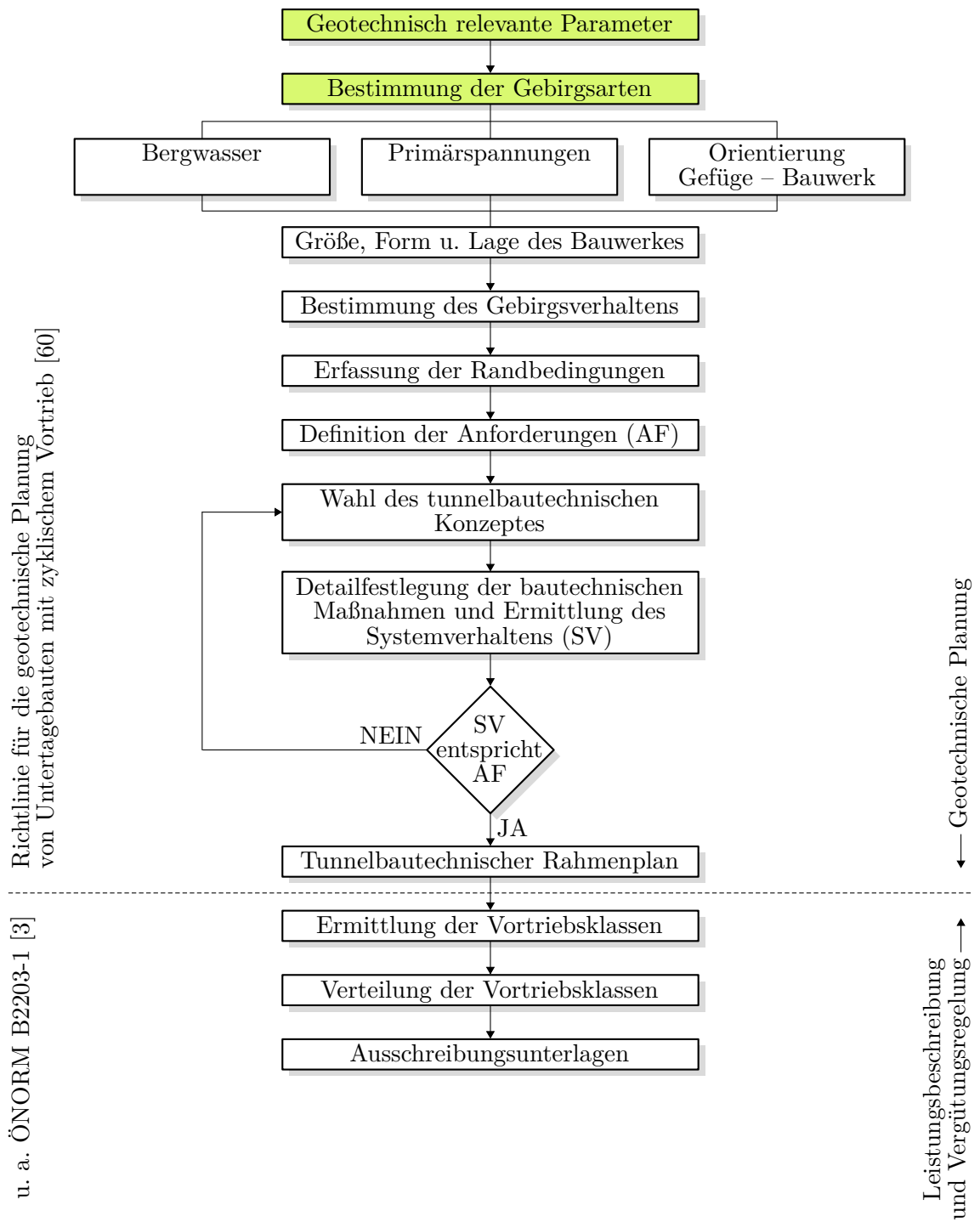
Abbildung 3.1: Planungsphasen eines Tunnelbauwerkes, modifiziert und neu entworfen nach Riedmüller & Schubert [51]

Maßnahmen für das Antreffen von unplanmäßigen Verhältnissen ausgearbeitet. Andererseits werden in der zweiten Phase der geotechnischen Planung, der Bauausführung, mit der Beobachtungsmethode zusätzliche Informationen über den Untergrund erhoben. Auf diese Weise kann die in Phase 1 erarbeitete Detailplanung durch neu gewonnene Erkenntnisse fortlaufend ergänzt und optimiert werden sowie Kurzzeitprognosen von dem Gebirge hinter der Ortsbrust erstellt werden [51, 53].

Damit Maßnahmen hinsichtlich der Ausbruchsmethode und der Stützung, welche auf den Erkenntnissen aus der Beobachtungsmethode (geologische/geotechnische Situation, Verschiebungen, Trends, Auslastung der Stützung) und aus Erfolgen und Misserfolgen vorangegangener Abschlüsse beruhen, noch im Verlauf des Projektes vor Ort umgesetzt werden können [41], ist die flexible Gestaltung des Bauvertrages eine grundlegende Voraussetzung [51].

Mithilfe der systematischen Vorgehensweise der geotechnischen Richtlinie, einer vollständigen und nachvollziehbaren Dokumentation über Schlussfolgerungen und Entscheidungen, einer intensiven Zusammenarbeit zwischen Fachleuten aus den Bereichen Geotechnik und Geologie und hohen Qualitätsansprüchen sowohl an die baugeologischen Erkundungsmaßnahmen [51] als auch an die geotechnische Planung selbst (geologisches Modell, Gebirgscharakterisierung, Bestimmung von Einflussfaktoren, etc.) [53], können zum einen die Unsicherheiten auf ein Minimum reduziert und zum anderen ein in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht optimales Untertagebauwerk realisiert und die Langzeitstabilität gewährleistet werden [28, 51, 53].

Diese Arbeit befasst sich ausschließlich mit der ersten Phase der geotechnischen Richtlinie, der Planung. Diese kann, wie bereits zuvor erwähnt, je nach Projektfortschritt in einzelne Etappen unterteilt werden (vgl. Abbildung 3.1). Der Planungsprozess ist in den einzelnen Etappen jedoch ident und ist in Abbildung 3.2 anhand eines Ablaufplanes schematisch dargestellt.



Inhalt dieser Masterarbeit

Abbildung 3.2: Schematischer Ablauf der geotechnischen Planung – Phase 1, modifiziert und neu entworfen nach [60]

3.2 Probabilistische Berücksichtigung der Variabilität von Kennwerten

Zu Beginn eines Projektes stehen für die geotechnische Planung meist wenig Informationen über das zu durchörternde Gebirge zur Verfügung. Dennoch ist es vor allem in den ersten beiden Planungsphasen, der Machbarkeitsstudie und dem Trassenauswahlverfahren (vgl. Abbildung 3.1), erforderlich, das Risiko (Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses \times Kosten), die Bauzeit als auch die Baukosten für das gesamte Bauvorhaben abzuschätzen. Von diesen mehr als fragwürdigen Zahlen hängen die Entscheidungen ab, ob das Projekt überhaupt realisierbar ist bzw. welche Trassenvarianten auszuschneiden sind. Zu der je nach Projektfortschritt mehr oder weniger hohen Kenntnis über das Gebirge kommen die bereits angesprochenen Unsicherheiten und die Variabilität (natürliche Streubreite) der geologischen und geotechnischen Daten erschwerend hinzu.

Kommt für die geotechnische Planung ausschließlich ein deterministischer Ansatz zur Anwendung, so kann dies je nach Variabilität der Daten zu ungenügenden Ergebnissen in Bezug auf die Bauzeit und Baukosten sowie zu möglicherweise folgeschweren geotechnischen Konsequenzen führen [37]. Mit einem probabilistischen Ansatz hingegen kann zum einen die natürliche Streuung der Daten sehr leicht berücksichtigt und zum anderen das geotechnische Risiko, die Bauzeit und die Baukosten in jeder Projektphase realistischer prognostiziert werden [28, 29, 37, 53, 60].

Bei einem deterministischen Ansatz wird für die Berechnungen eine einzelne Zahl eines Kennwertes (z. B. Mittelwert der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$) verwendet. Die Variabilität des Kennwertes bleibt dabei unberücksichtigt und es wird eine Genauigkeit des Kennwertes und der Ergebnisse vorgetäuscht, welche nicht repräsentativ für das zu charakterisierende Gebirge sind. Darüber hinaus kann weder eine Aussage über die Eintrittswahrscheinlichkeit des Ergebnisses noch über die Bandbreite der zu erwartenden Ergebnisse gemacht werden [37, 41]. Demgegenüber wird bei einem probabilistischen Ansatz für jeden Kennwert eine Verteilungsfunktion ermittelt, welche u. a. über folgende statistische Maßzahlen beschrieben werden kann:

- Arithmetischer Mittelwert \bar{x}_{arithm}
- Unkorrigierte Standardabweichung s'
- Median \bar{x}_{med}
- Modalwert \bar{x}_{mod}

Für die Ermittlung der statistischen Maßzahlen von geologischen Kennwerten (Normalabstand der Trennflächen, Trennflächenbeschaffenheit, Gefügeorientierung, Gesteinsvorkommen, etc.) sind vom Geologen Angaben in Form von einer möglichen Bandbreite der Kennwerte und einer entsprechenden Häufigkeitsverteilung erforderlich. Eine statistische Auswertung von Laborversuchsergebnissen ist dann möglich bzw. sinnvoll, wenn mindestens fünf Versuchsergebnisse gleicher Versuchsanordnung (z. B. einaxialer Druckversuch) und gleicher Prüfkörpereigenschaften hinsichtlich der Gesteinsart (z. B. Phyllit) vorhanden sind. Bei einer Versuchsanzahl von $n < 5$ ist von einer statistischen Auswertung abzuraten, da die Ergebnisse möglicherweise

nicht repräsentativ für die Variabilität des Gesteins sind [2]. Die Bandbreite der Kennwerte wird dann lediglich über das Minimum x_{min} und das Maximum x_{max} beschrieben.

Mithilfe der statistischen Maßzahlen kann eine Verteilungsfunktion (Häufigkeitsverteilung) für jeden Kennwert ermittelt [29, 30, 37] und eine sogenannte Monte-Carlo Simulation (Generierung von Zufallszahlen) durchgeführt werden. Damit ist es einerseits möglich die Variabilität aller Kennwerte und somit den gesamten Wissensstand in die Berechnungen und Prognosen einfließen zu lassen [29, 41] und andererseits können die Eintrittswahrscheinlichkeiten und Bandbreiten von Ergebnissen berechnet und im Weiteren das Risiko, die Bauzeit und die Baukosten eines Berechnungsabschnittes oder des gesamten Tunnels besser vorhergesagt werden [27, 30, 41].

In Abbildung 3.3 sind beispielhaft die Ergebnisse zweier Varianten, Variante 1 und Variante 2, eines Bauvorhabens in einem Bauzeit-Baukosten Diagramm dargestellt. Betrachtet man ausschließlich die Mittelwerte beider Varianten (deterministischer Ansatz), so würde man erwartungsgemäß den Schluss ziehen, dass die Variante 2 nicht nur teurer im Vergleich zur Variante 1 ist, sondern auch noch um einiges mehr an Bauzeit benötigt und daher die Entscheidung zugunsten der Variante 1 fällt. Bezieht man die Streuung der Ergebnisse in die Entscheidungsfindung (z. B. Trassenauswahlverfahren) mit ein (probabilistischer Ansatz), so kann man feststellen, dass die Variante 2 zwar im Mittel teurer ist und länger dauert, die Streuung der Ergebnisse jedoch weitaus kleiner ist als jene der Variante 1 und damit für die an dem Projekt Beteiligten besser einplanbar ist. Mit einem probabilistischen Ansatz wird dem Entscheidungsträger (z. B. Bauherr) also ein Werkzeug zur Verfügung gestellt, mit dem die Entscheidungsfindung erleichtert und vor allem vernünftig begründet werden kann [19].

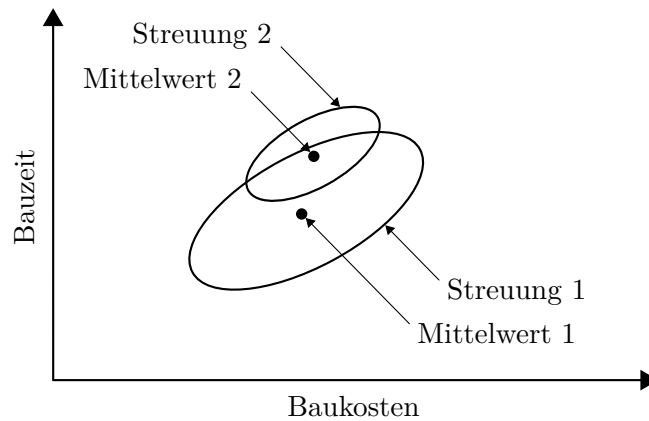


Abbildung 3.3: Verschiedene Baukosten- und Bauzeitstreuungen, modifiziert und neu entworfen nach Einstein [19]

Im Zuge der geotechnischen Planung sind in jeder Planungsphase die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Gebirgsarten (GA), der Gebirgsverhaltenstypen (GVT) sowie der Vortriebsklassen (VKL) in den einzelnen Berechnungsabschnitten (BA) und entlang des gesamten Tunnels für die Risiko- und Kostenanalyse zu bestimmen [27, 30, 53].

In Abbildung 3.4 ist der Ablaufplan zur probabilistischen Berücksichtigung von Unsicherheiten und Streuungen im Sinne der geotechnischen Richtlinie [60] nach Goricki et al. [27] schematisch dargestellt.

Weiterführende Literatur:

- Fellin, W., Lessmann, H., Oberguggenberger, M. & Vieider, R. 2004. Analyzing Uncertainty in Civil Engineering. Springer Verlag Deutschland, Berlin Heidelberg, 1. Ausgabe.
- Steiger, M. 2009. IT-gestütztes Risikomanagementmodell für Tunnelbauprojekte mit Hilfe von Bayes'schen Netzen und Monte-Carlo-Simulationen. Dissertation, Institut für Bauplanung und Baubetrieb, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz.
- Kummer, M. 2012. Einsatz der Monte-Carlo Simulation zur Berechnung von Baukosten und Bauzeit. Diplomarbeit, Institut für Baubetrieb und Projektmanagement, Technische Universität Graz, Österreich. [41]
- Thurner, R. 2000. Probabilistische Untersuchungen in der Geotechnik mittels deterministischer Finite Elemente-Methode. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, Österreich.

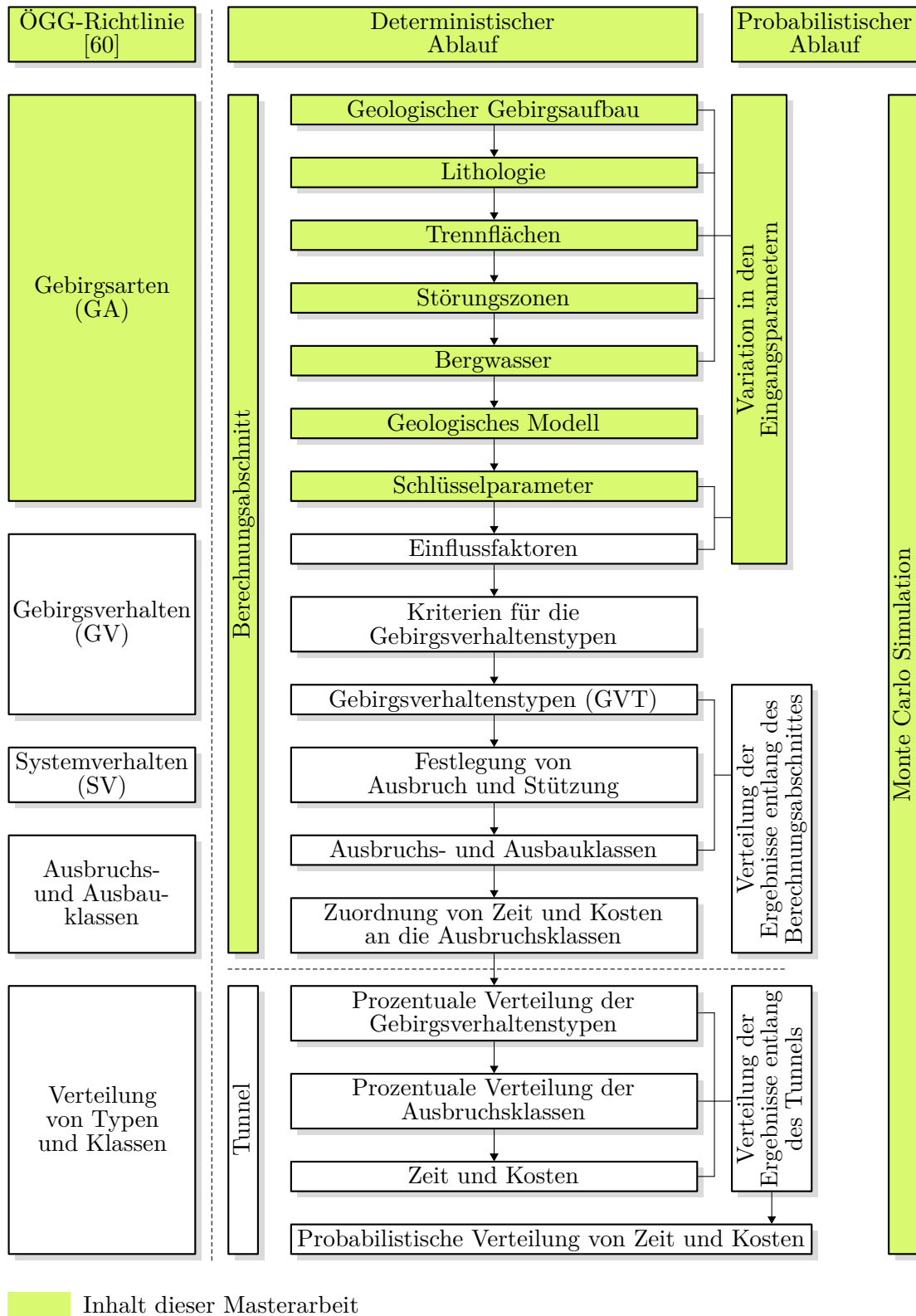


Abbildung 3.4: Schematischer Ablauf zur Ermittlung der Ausbruchmethoden und der Sicherungsmaßnahmen unter Berücksichtigung einer Risikoanalyse, modifiziert und neu entworfen nach Goricki et al. [27]

4 Bearbeitungsgrundlagen

Das in Kapitel 3 beschriebene Planungskonzept der geotechnischen Richtlinie wird in dieser Arbeit an einem frei erfundenen Projekt gezeigt. Bei dem Projekt handelt es sich um ein Tunnelbauwerk, welches durch ein geologisch heterogenes Gebirge mit unterschiedlichen Gesteinsarten und variierendem Gebirgszustand hinsichtlich Zerlegungsgrad, tektonischer Beanspruchung und Trennflächenausbildung verläuft. Für die Anwendung der geotechnischen Planung im Sinne der Richtlinie werden drei fiktive Gebirgsbereiche (im Folgenden kurz mit GB genannt) charakterisiert. Diese sind in den nachfolgenden Unterkapiteln näher beschrieben.

4.1 Gebirgsbereich A

Der GB A mit einer Länge von 1.200 m wird überwiegend von Karbonatgesteinen unterschiedlicher Ausbildung aufgebaut. Neben vorwiegend massigen bis undeutlich gebankten Dolomit- und Kalkgesteinen, umfasst der GB A teilweise bankige bis dickplattige Dolomit- und Kalkgesteine sowie untergeordnet karbonatische Brekzien, welche zufolge tektonischer Prozesse gebildet wurden und in Zerrüttungszonen anzutreffen sind. Das Gebirge ist mit Ausnahme von Zerrüttungszonen überwiegend mäßig stark zerlegt. Das Trennflächensystem ist einerseits wegen Kalklösung (Karst) bis in große Tiefen aufgeweitet und großteils von Verwitterungserscheinungen (Oxidation der Kluftwandungen, lehmige Füllungen) bis auf Tunnelniveau betroffen und weist andererseits zufolge unvollständiger kalzitischer Wiederverteilung vielfach einen geringen Durchtrennungsgrad (Persistenz) auf. Die Überlagerung über Tunnelfirste beträgt minimal 550 m und maximal 728 m. In Abbildung 4.1 ist der GB A im Längenschnitt entlang der Tunneltrasse dargestellt.

4.2 Gebirgsbereich B

Der GB B mit einer Länge von 3.850 m wird überwiegend von metamorphen Gesteinen mit schwacher metamorpher Überprägung aufgebaut. Es sind vorwiegend massige bis undeutlich geschieferte Albitgneise sowie geschieferte, bankige bis dünnbankige Albit- und Chloritschiefer anzutreffen. Untergeordnet sind stark gescherte phyllitische, graphitische und quarzreiche Varietäten als lagenförmige Einschaltungen in den dominierenden Gesteinen möglich. Der gesamte GB wird vor allem entlang von phyllitischen und graphitischen Schichten von schieferungsparallelen Scherbahnen mit Harnischflächen durchzogen. Das Trennflächengefüge weist vielfach eine geringe Durchgängigkeit auf. Ausgeprägte Störungszonen können zu

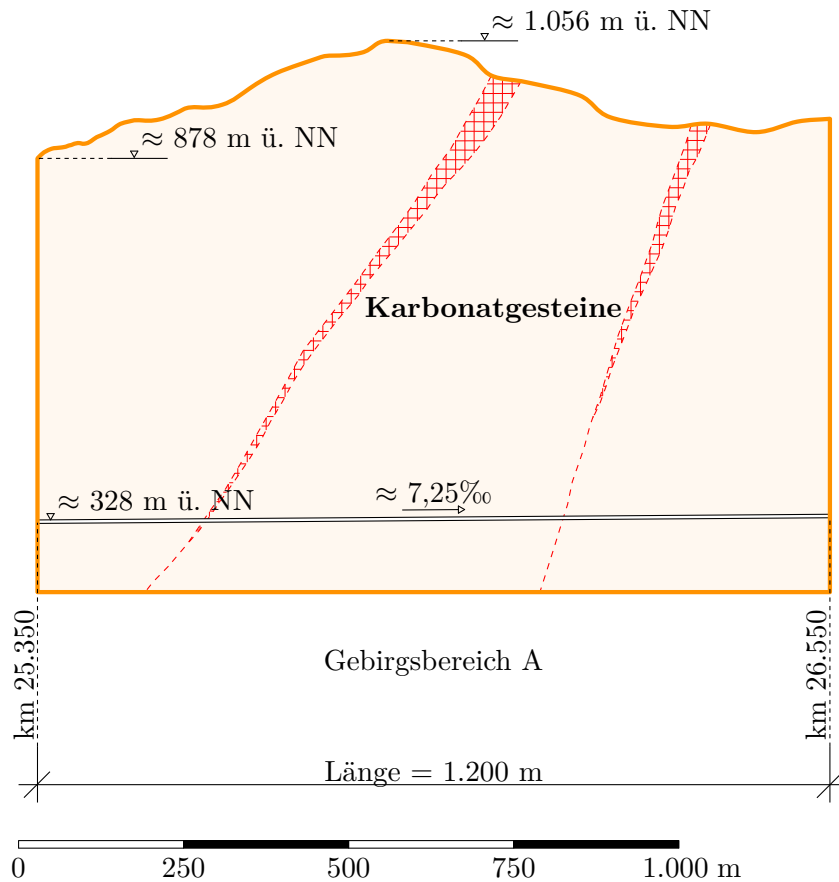


Abbildung 4.1: Längenschnitt GB A

Kataklasit entfestigte Gesteine und quellfähige Tonminerale enthalten. Die Überlagerung über Tunnelfirste beträgt minimal 195 m und maximal 650 m. In Abbildung 4.2 ist der GB B im Längenschnitt entlang der Tunneltrasse dargestellt.

4.3 Gebirgsbereich C

Der GB C mit einer Länge von 2.620 m wird überwiegend von metamorphen Gesteinen mit starker metamorpher Überprägung aufgebaut. Das Gebirge umfasst vorwiegend deutlich geschieferte Glimmerschiefer bis Quarzphyllite sowie duktil stark verformte Phyllite. Je nach tektonischer Überprägung weisen die Gesteine einen bankigen bis blättrigen Habitus und eine geringe bis mäßige Zerlegung auf. Die Durchgängigkeit des Trennflächengefüges ist vergleichsweise hoch. Ausgeprägte schieferungsparallele Störungszonen können zu Kataklasit entfestigte Gesteine und quellfähige Tonminerale enthalten. Die Überlagerung über Tunnelfirste beträgt minimal 255 m und maximal 730 m. In Abbildung 4.3 ist der GB C im Längenschnitt entlang der Tunneltrasse dargestellt.

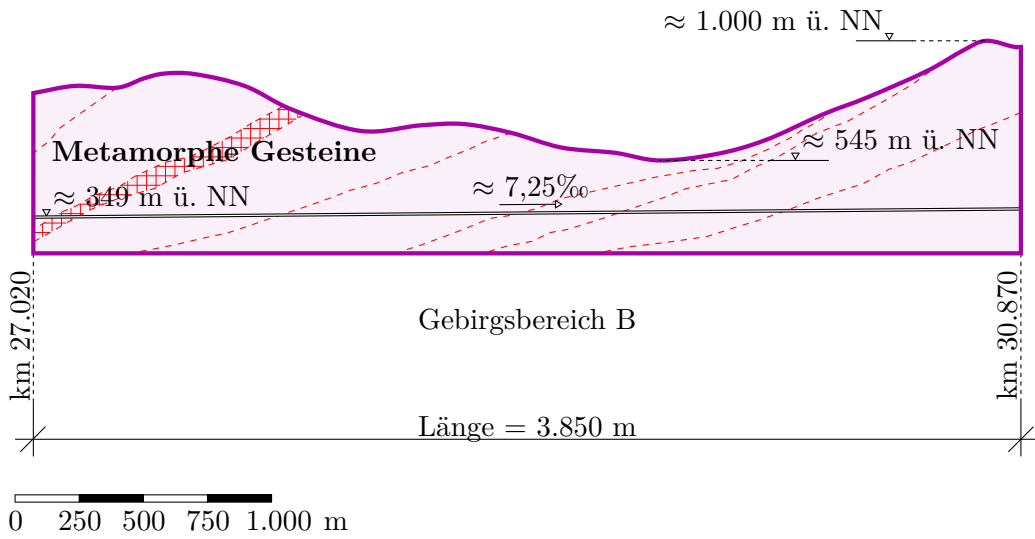


Abbildung 4.2: Längenschnitt GB B

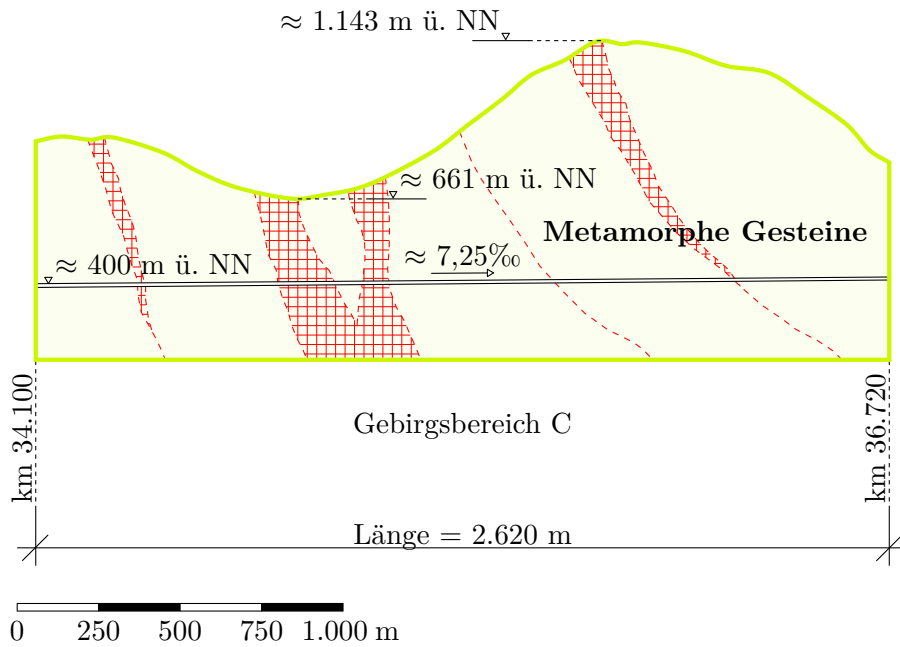


Abbildung 4.3: Längenschnitt GB C

4.4 Verfügbare Labordaten

Für die geotechnische Planung stellen die Ergebnisse aus unterschiedlichen Laborversuchen neben der baugeologischen Beschreibung und Modellierung die primäre Bearbeitungsgrundlage dar. Aus diesem Grund werden für die vorliegende Arbeit folgende felsmechanische Laborversuchsergebnisse aus dem Repertoire des Institutes für Felsmechanik und Tunnelbau an der Technischen Universität Graz herangezogen, wobei die Prüfkörper entsprechend der in den GB vorkommenden Gesteinsarten ausgewählt wurden:

- Einaxiale Druckversuche (91 Prüfkörper)
- Triaxiale Druckversuche (43 Prüfkörper)
- Scherversuche an Trennflächen und an intakten Proben (70 Prüfkörper)
- Spaltzugversuche (137 Prüfkörper)

5 Datenaufbereitung

Im Rahmen eines Tunnelbauprojektes werden für die geotechnische Planung geologische und geotechnische Erkundungsmaßnahmen im Projektgebiet durchgeführt, wobei die Wahl der Verfahren und deren Ausmaß u. a. von der Komplexität des Gebirgsaufbaus, den projektspezifischen Anforderungen sowie vom Projektfortschritt (Projektphase, vgl. Abbildung 3.1 auf Seite 4) abhängen [51]. Im Allgemeinen werden folgende baugeologische Erkundungsmaßnahmen durchgeführt:

- Geologische Geländekartierung
- Bohraufschlüsse
 - Kernbohrungen
 - Bohrlochversuche und -messungen
- Geophysikalische Oberflächenmessungen
- Laborversuche
 - Geologie-Mineralogie
 - Felsmechanik
 - Bodenmechanik

Die Ergebnisse aus den baugeologischen Erkundungsmaßnahmen (z. B. Gebirgsaufbau, Bergwasserhältnisse, Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Gesteins bzw. des Gebirges) dienen als Ausgangsdaten für die geotechnische Planung. Diese sind jedoch immer unvollständig und mit Unsicherheiten behaftet.

Mangels Zeit und finanzieller Mittel können Erkundungsmaßnahmen im Projektgebiet nur punktuell durchgeführt werden. Gebirgsverhältnisse, welche bei den Erkundungsmaßnahmen vom Geologen nicht erkannt bzw. nicht angetroffen wurden, bleiben demnach unberücksichtigt. Ungeachtet dessen werden die daraus erhobenen Daten für die geologische Modellierung und geotechnische Charakterisierung des gesamten Gebirges verwendet.

Für gewöhnlich werden die Entscheidungen, an welcher Stelle im Projektgebiet Erkundungsmaßnahmen vorgenommen werden, welche Proben einem Bohrkern für Versuche entnommen werden, welche felsmechanischen, bodenmechanischen und/oder geologischen Laborversuche an den jeweiligen Proben durchgeführt werden und wie die Versuchsprozeduren auszusehen haben (z. B. relative Orientierung zwischen der Belastungsrichtung und der Gefügeorientierung bei einaxialen Druckversuchen), alleinig vom zuständigen Geologen getroffen. Jedoch sollte bereits zu diesem Zeitpunkt eine intensive Zusammenarbeit zwischen den Fachleuten aus den

Bereichen Geologie und Geotechnik gegeben sein. Erst dadurch kann gewährleistet werden, dass Erkundungsmaßnahmen gezielt durchgeführt werden und die daraus gewonnenen Erkenntnisse für die geotechnische Planung auch von Nutzen sind. Abgesehen davon kann durch eine Zusammenarbeit der Fachleute sichergestellt werden, dass der Informationsstand auf beiden Seiten gleich ist, es zu keinen Fehlinterpretationen der Gutachten kommt und die Konsistenz der geotechnischen Planung von Beginn an gegeben ist. Anhand einer Kosten/Nutzen-Analyse für die Auswahl von Erkundungsmaßnahmen [51] können u. a. die verfügbaren finanziellen Mittel zweckmäßig eingesetzt und die Durchführung unzähliger Versuche, welche für die geotechnische Planung schlussendlich von geringer Relevanz sind, vermieden werden. Darüber hinaus führen zu viele Untersuchungen zu einer unüberschaubaren Datenmenge, deren Auswertung und Interpretation unmöglich werden und wichtige Informationen sehr leicht übersehen werden können [51].

Ein weiterer Grund für die Unsicherheiten in den Ergebnissen ist der Faktor „*Mensch*“. Bei einer Kernbohrung ist der Mensch z. B. für folgende Arbeitsschritte verantwortlich:

- Abteufung der Kernbohrung
- Bohrkernentnahme
- Transport und Lagerung der Bohrkerne
- Baugeologische Bohrkerndokumentation
- Versuchsdurchführung im Labor
- Auswertung und Interpretation der Ergebnisse

Jeder dieser Arbeitsschritte bringt unweigerlich Unsicherheiten in den Erkundungsergebnissen mit sich: *„But it has also to be considered that humans are susceptible to subjectivity and personal bias. Humans may have different education, degrees of experience and motivation; they work relatively slowly and can get bored or tired, particularly when working under adverse environmental conditions.“* [22]. Neben groben Fehlern (Beschädigung des Bohrkernes während des Entnahmevorganges, Veränderung der Gesteinseigenschaften infolge Frosteinwirkung oder Austrocknung bei der Lagerung) können darüber hinaus systematische Fehler (nicht kalibriertes Prüfgerät) und zufällige Fehler (Ablesefehler bei Instrumenten) auftreten.

Die Qualität der Ausgangsdaten hat einen entscheidenden Einfluss auf die gesamte geotechnische Planung. Annahmen und Vereinfachungen für die numerische Modellierung oder für Plausibilitätsberechnungen basieren auf diesen Daten und können bei unzureichender Datenqualität zur Fehleinschätzung des Gebirgsverhaltens und folglich zu falschen Ausbaumaßnahmen und erhöhtem Sicherheitsrisiko (geotechnische Konsequenzen) führen [22].

Die angesprochenen Unsicherheiten in den Ausgangsdaten können vom Geotechniker nicht verhindert werden. Aufgrund dessen ist es für den Geotechniker umso wichtiger, die zur Verfügung stehenden Daten vorab zu analysieren und zu bereinigen, um so die Qualität der verbleibenden Daten zu erhöhen.

5.1 Felsmechanische Laborversuche

Angesichts der hohen Signifikanz, welche der Qualität der Ausgangsdaten zukommt, sind alle zur Verfügung stehenden Laborversuchsergebnisse auf deren Richtigkeit und Plausibilität hin zu überprüfen. Darüber hinaus sind für die Bestimmung der Gebirgsarten Versuchsergebnisse erforderlich, welche miteinander vergleichbar sind. Um Versuchsergebnisse unterschiedlicher Prüfkörper gegenüberstellen zu können, müssen die Versuchsprozeduren sowie die Prüfkörpermerkmale einheitlich sein [1, 2].

Im Rahmen dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass die Versuchsprozeduren der Norm entsprechen und Prüfkörper, welche einen einwandfreien Ablauf des Prüfvorganges nicht erwarten lassen, ausgeschlossen wurden.

Das Korngefüge (Struktur) von Festgesteinen, im Wesentlichen die Kornform und Korngröße, sowie die Kornbindung und die Mineralzusammensetzung, wirken sich ebenfalls auf das Bruchverhalten und folglich auf die Versuchsergebnisse aus, auch wenn die Gesteinsprüfkörper äußerlich vermeintlich ident zu sein scheinen [13]. Allerdings ist der Einfluss der Struktur von Festgesteinen auf die Versuchsergebnisse mit Ausnahme von grobklastischen Gesteinen (Brekzie, Konglomerat) und lockergesteinsähnlichen Störungsgesteinen, bei denen die Ergebnisse stark von den Eigenschaften der Komponenten (Blöcke) und des Bindemittels (Matrix) abhängen, von untergeordneter Bedeutung (für weitere Informationen wird auf Medley [44] und Riedmüller et al. [49] verwiesen). Da mineralogische Gutachten für diese Arbeit nicht herangezogen wurden, können die angesprochenen Gesteinseigenschaften für die Datenauswertung (z. B. Korrelation zwischen Kornform und einaxialer Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$) nicht berücksichtigt werden.

Für die meisten felsmechanischen Laborversuche werden Anforderungen an die Prüfkörperabmessungen in Abhängigkeit vom größten Einzelkorndurchmesser d_k des Gesteins gestellt. Je nach Versuchsart sollte der Durchmesser d bzw. die Länge l des Prüfkörpers mindestens dem Zehnfachen (einaxialer Druckversuch [2, 45], triaxialer Druckversuch [39], Spaltzugversuch [1, 42]) des größten Einzelkorndurchmessers d_k betragen. Es wird angenommen, dass dieses Kriterium von allen Prüfkörpern erfüllt wird.

Des Weiteren haben die Prüfkörperform und die Prüfkörpergröße einen beträchtlichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Auf diesen Umstand und auf weitere Einflussfaktoren auf die Ergebnisse von Laborversuchen wird in den nachfolgenden Kapiteln näher eingegangen.

Weitere Annahmen:

- Die für die Laborversuche ausgewählten Prüfkörper wurden während des Entnahmeprozesses und Transportes nicht beschädigt.
- Alle Prüfkörper wurden in derselben Art und Weise gelagert. Der Wassergehalt sowie der allgemeine Zustand der Prüfkörper (z. B. Verwitterungsgrad) entspricht ungefähr den Entnahmeverhältnissen.
- Zusätzliche Anforderungen an die Prüfkörper für die Versuchsdurchführung (z. B. Planparallelität der Endflächen bei den einaxialen und triaxialen Druckversuchen) wurden erfüllt.

5.2 Einaxialer Druckversuch

Bei einem einaxialen Druckversuch wird der Prüfkörper im ersten Schritt bis zum einem Spannungsniveau $\sigma'_{1,o}$ von 25–75% der erwarteten Bruchspannung [45] axial belastet ($\sigma'_1 \neq 0$, $\sigma'_2 = \sigma'_3 = 0$) und wieder entlastet. Aus der Be- und Entlastungsschleife lassen sich die Verformungskennwerte E_i , V und ν ermitteln. Anschließend wird die Belastung bis zum Versagen des Prüfkörpers gesteigert.

5.2.1 Prüfkörperabmessungen

Der kreiszylindrische Prüfkörper wird beim einaxialen Druckversuch über zwei Druckplatten in Richtung der Prüfkörperachse belastet. Aufgrund der Reibung zwischen den Endflächen des Gesteinszylinders und den Druckplatten der Prüfmaschine, wird eine seitliche Ausdehnung des Prüfkörpers an dessen Enden verhindert ($\epsilon_{lateral} \approx 0$, ähnlich einer Einspannung) und es werden Schubspannungen τ erzeugt (siehe Abbildung 5.1) [58].

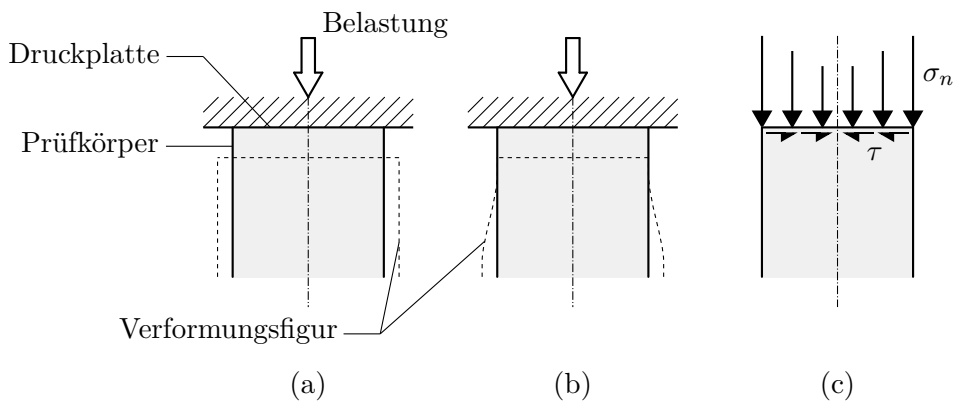


Abbildung 5.1: Einaxialer Druckversuch – (a) Prüfkörper kann sich ohne Endflächeneinfluss in alle Richtungen frei verformen (b) Verformungsfigur wird von der Endflächenreibung beeinflusst (c) Schubspannungen τ werden an den Prüfkörperenden erzeugt, modifiziert nach Brady & Brown [13].

Das Prinzip eines einaxialen Druckversuches besteht grundsätzlich darin, im Prüfkörper einen gleichförmigen Spannungszustand ($\sigma'_1 \neq 0$, $\sigma'_2 = \sigma'_3 = 0$, $\tau = 0$) über seine gesamte Länge herzustellen, sodass sich der Versagensmechanismus je nach Gesteinseigenschaften unbeeinflusst von der Prüfeinrichtung entwickeln kann. Eine ungehinderte Ausbildung des Bruches über die gesamte Prüfkörperlänge wird jedoch vom ungleichförmigen Spannungszustand, Schubspannungen τ und Spannungskonzentrationen in den Prüfkörperenden, verhindert.

Darüber hinaus nimmt der Endflächeneinfluss mit der axialen Dehnung $\epsilon_{longitudinal}$ (Stauchung) des Prüfkörpers [58] sowie mit der Steifigkeit des Gesteins [45] zu.

Bei einem Verhältnis der Prüfkörperlänge l zum Prüfkörperdurchmesser d von $l/d \geq 2$, kann angenommen werden, dass der Einfluss der Endflächenreibung im mittleren Teil des Prüfkörpers vernachlässigbar gering ist und sich der Bruch in diesem Bereich frei ausbilden

kann. Weist der Prüfkörper hingegen ein Verhältnis von $l/d < 2$ auf, erhält man aufgrund des Einflusses der Endflächenreibung im Allgemeinen zu hohe Festigkeitswerte [45].

In Abbildung 5.2 (a) ist dieser Einfluss schematisch dargestellt. Das Verhältnis l/d wirkt sich weiters auf das Verhalten des Prüfkörpers nach Erreichen der Gesteinsfestigkeit (*post-failure*-Bereich) aus. Je geringer die Schlankheit l/d , desto duktiler das Nachbruchverhalten. Der Verformungsmodul V wird von der Probenform in der Regel nicht beeinflusst [54].

Abgesehen von der Probenform hat auch die Probengröße einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse eines einaxialen Druckversuches. Mit der Größe der Probe nimmt die Anzahl an Mikrorissen innerhalb der Probe zu. Diese vergrößern sich unter Belastung und verbinden sich bei anhaltender Laststeigerung zu Makrorissen, an welchen das Gestein letztendlich versagt (Gleiten entlang einer Scherbahn) [54]. Der Einfluss der Probengröße auf die Gesteinsfestigkeit und -sprödigkeit (Steigung der Spannungs-Dehnungs-Kurve im Nachbruchbereich) ist in Abbildung 5.2 (b) schematisch dargestellt.

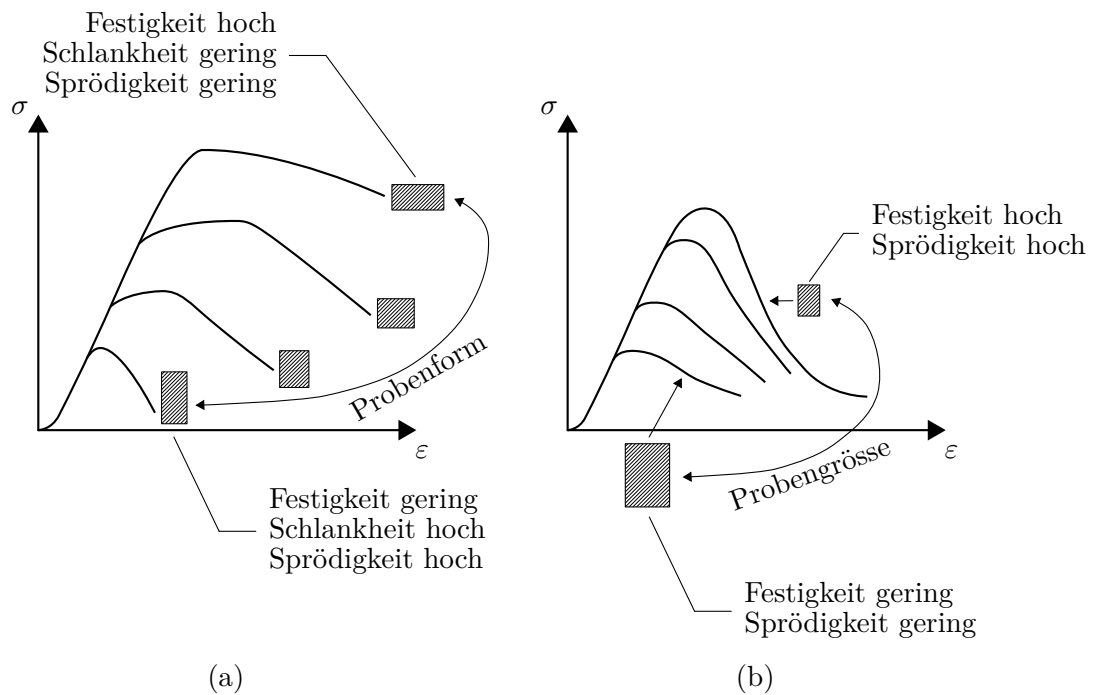


Abbildung 5.2: Einaxialer Druckversuch – Spannungs-Dehnungs-Kurve in Abhängigkeit von:
 (a) Probenform (b) Probengröße, modifiziert und neu entworfen nach [54].

Um vergleichbare Versuchsergebnisse zu erhalten, sind die Prüfkörperabmessungen für einaxiale Druckversuche in unterschiedlichen Normen und Richtlinien festgelegt (siehe Tabelle 5.1).

Die Prüfkörper für felsmechanische Laborversuche werden überwiegend aus Kernbohrungen entnommen. Die Bohrkerne, in Bohrkernkisten gelagert, liegen je nach Zerlegungsgrad des Gesteins als Teilstücke mit unterschiedlicher Länge vor. Ist das Gestein stark zerlegt, kann es durchaus vorkommen, dass die aus dem Bohrkern gewonnenen Prüfkörper die Kriterien nach Tabelle 5.1 nicht erfüllen können. Weiters werden die Kernbohrungen je nach angestrebter

Norm/Richtlinie	Durchmesser d	Verhältnis l/d
ISRM (1999) [20]	$d \geq 50$ mm	$2,0 < l/d < 3,0$
ASTM (2010) [6]	$d \geq 47$ mm	$2,0 < l/d < 2,5$
ÖNORM (1986) [2]	$d \geq 50$ mm	$l/d = 2 \pm 10\%$
DGGT (2004) [45]	$d \geq 30$ mm	$1,5 < l/d < 2,5$

Tabelle 5.1: Einaxialer Druckversuch – Anforderungen an die Prüfkörperabmessungen

Teufe und anzutreffender Gesteine mit unterschiedlichen Bohrdurchmessern ausgeführt. Die Prüfkörper aus einaxialen Druckversuchen, welche für die vorliegende Arbeit ausgewählt wurden, weisen allesamt einen Durchmesser $d > 50$ mm auf und erfüllen demnach die Anforderungen der Richtlinien.

Die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) [45] gibt für die Bestimmung der Festigkeit und Verformbarkeit aus einaxialen Druckversuchen eine Empfehlung bezüglich der Anwendbarkeit von Prüfkörpern ab. Die zulässigen Prüfkörperschlankheiten l/d sind in Tabelle 5.2 aufgelistet.

Schlankheit l/d	Festigkeit	Verformbarkeit	Bemerkung
$l/d > 2,5$	nicht zulässig	nicht zulässig	Knickgefahr
$2,0 \leq l/d \leq 2,5$	zulässig	zulässig	ideale Schlankheit
$1,5 \leq l/d \leq 2,0$	Abminderung nach Gleichung (5.1)	zulässig	-
$1,0 \leq l/d \leq 1,5$	Abminderung nach Gleichung (5.1)	nicht zulässig	-
$l/d \leq 1,0$	nicht zulässig	nicht zulässig	Brikettiergefahr

Tabelle 5.2: Einaxialer Druckversuch – Grenzen der Prüfkörperschlankheit, modifiziert nach Mutschler [45]

Bei einer Prüfkörperschlankheit von $1,0 \leq l/d \leq 2,0$ sind die Werte für die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ nach folgender Gleichung abzumindern:

$$\sigma_{c,i(2)} = \frac{8 \cdot \sigma_{c,i}}{7 + 2\frac{d}{l}} \quad (5.1)$$

Bei einer Prüfkörperschlankheit von $l/d < 1,0$ bzw. $l/d > 2,5$ sind die Festigkeitswerte bzw. bei einer Prüfkörperschlankheit von $l/d < 1,5$ bzw. $l/d > 2,5$ sind die Verformungskennwerte aus den einaxialen Druckversuchen zu verwerfen.

5.2.2 Belastungsrichtung

Gesteine können durch ihre Mineralzusammensetzung, ihre Struktur (Korngefüge) und ihre Textur (Richtungsgefüge) charakterisiert werden. Je nach Anordnung der Minerale innerhalb des Gesteins wird zwischen richtungslosem Gefüge und geregelter Gefüge (Fließtextur, Schieferung, Paralleltextur, Schichtung) unterschieden [38]. Das Gefüge von Gesteinsprüfkörpern mit richtungsbetonter Anordnung der Minerale (geregelter Gefüge) wird im weiteren Verlauf als Trennflächengefüge bzw. als Gefüge bezeichnet.

Die Ergebnisse aus einaxialen Druckversuchen (Spannungs-Dehnungs-Beziehung, einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$) von Gesteinsprüfkörpern variieren stark mit der Ausprägung des Trennflächengefüges sowie mit dessen Orientierung α (siehe Abbildung 5.3 (a)) relativ zur Belastungsrichtung.

Abhängig vom Gefüge können sich bei einaxialer Druckbelastung folgende Versagensmechanismen ausbilden [16]:

- Zugversagen des intakten Gesteins
- Scherversagen des intakten Gesteins
- Gleiten entlang einer Trennfläche
- Öffnen einer Trennfläche

Betrachtet man lediglich das Gleiten entlang einer Trennfläche, so tritt dieser Versagensmechanismus ein, sobald die Schubspannung τ die Scherfestigkeit τ_f überschreitet [54]. Der Spannungszustand an einer Trennfläche kann durch folgende Gleichungen beschrieben werden:

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \cos 2\alpha \quad (5.2)$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \sin 2\alpha \quad (5.3)$$

Im Gegensatz zum triaxialen Druckversuch wird beim einaxialen Druckversuch kein allseitiger Seitendruck aufgebracht, die kleinste Hauptspannung ist somit $\sigma'_3 = 0$. Die Scherfestigkeit τ_f ist durch das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium definiert:

$$\tau_f = c_{TF} + \sigma_n \cdot \tan \varphi_{TF} \quad (5.4)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (5.2) und (5.3) in die Gleichung (5.4), erhält man das Kriterium für das Gleiten entlang einer Trennfläche [13]:

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) = \frac{2(c_{TF} + \sigma'_3 \cdot \tan \varphi_{TF})}{(1 - \tan \varphi_{TF} \cdot \cot \alpha) \cdot \sin 2\alpha} \quad (5.5)$$

Differenziert man die Gleichung (5.5) nach α und setzt diese gleich 0,

$$f'(\alpha) = 0 \quad (5.6)$$

erhält man jene Trennflächenorientierung α , bei der die Scherfestigkeit τ_f ein Minimum annimmt:

$$\alpha(\tau_{f,min}) = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{TF}}{2} = 45^\circ + \frac{\varphi_{TF}}{2} \quad (5.7)$$

In Zusammenhang mit der geringsten Scherfestigkeit τ_f ergeben sich für die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und für die Verformungskenngrößen (Elastizitätsmodul E_i , Verformungsmodul V , Poissonzahl ν), vor (*pre-failure*-Bereich) als auch nach (*post-failure*-Bereich) Erreichen der maximalen Spannung, ebenfalls Minimalwerte [16].

Bei einer Trennflächenorientierung von $\alpha > \alpha(\tau_{f,min})$ bzw. $\alpha < \alpha(\tau_{f,min})$ wird das Prüfkörpersversagen zunehmend von den restlichen Versagensmechanismen (Zugversagen des intakten Gesteins, Scherversagen des intakten Gesteins, Öffnen einer Trennfläche) bestimmt, gleichzeitig nehmen die Werte für die Festigkeit und für die Verformungskenngrößen zu. Nähert sich die Trennflächenorientierung einem Winkel von $\alpha \rightarrow 90^\circ$ bzw. $\alpha \rightarrow \varphi_{TF}$, wird die Belastung, welche erforderlich ist, um ein Gleiten entlang einer Trennfläche zu verursachen, unendlich groß (vgl. Gleichung (5.5)) und die Festigkeit bzw. die Verformungskenngrößen erreichen ihr Maximum [13].

Die oben beschriebene Beziehung zwischen der Trennflächenorientierung α relativ zur Belastungsrichtung und der Festigkeit des Prüfkörpers ist in Abbildung 5.3 dargestellt.

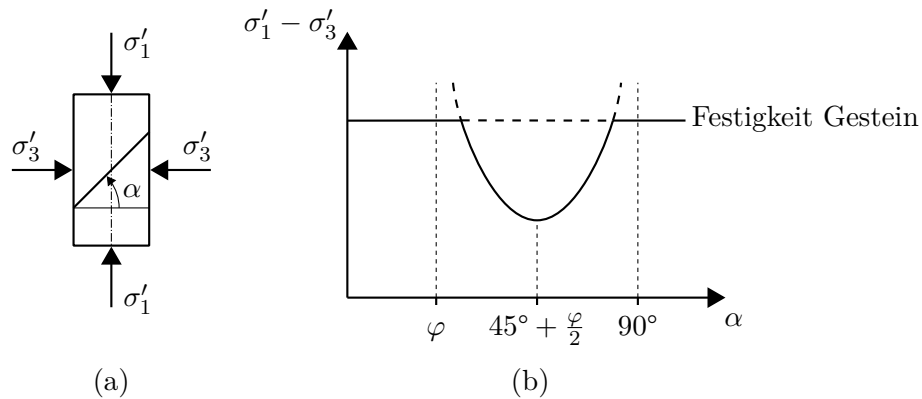


Abbildung 5.3: Einaxialer Druckversuch – (a) Gefügeorientierung α relativ zur Belastungsrichtung (b) Festigkeit in Abhängigkeit von der Gefügeorientierung, modifiziert nach [54].

Die Auswirkung der Gefügeorientierung α auf die gesamte Spannungs-Dehnungs-Kurve wird in Abbildung 5.4 gezeigt. Wie oben beschrieben, nehmen die Festigkeit und die Verformbarkeit bei einer Orientierung des Gefüges $0 < \alpha < 90^\circ$ ein Minimum an.

Nach Auffassung des Institutes für Felsmechanik und Tunnelbau [56] entspricht die aus einem einaxialen Druckversuch ermittelte Festigkeit von Prüfkörpern, bei welchen ein Versagen an einer vorgegebenen Schwächezone oder Trennfläche erfolgt, nicht der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins.

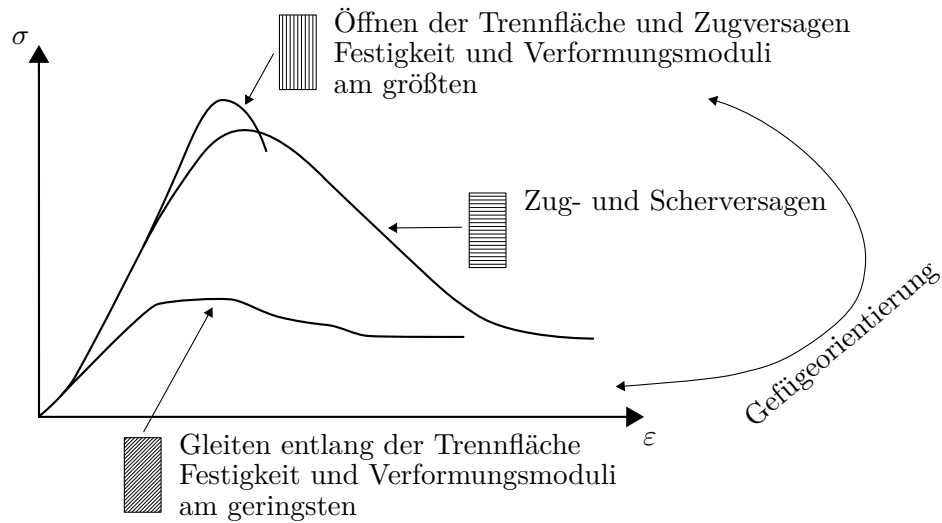


Abbildung 5.4: Einaxialer Druckversuch – Einfluss der Gefügeorientierung auf die Spannungs-Dehnungs-Kurve, modifiziert und neu entworfen nach [55].

Um eine konkrete Aussage über die Verwendbarkeit von Ergebnissen aus einaxialen Druckversuchen von Prüfkörpern mit einer Gefügeorientierung schräg zur Belastungsrichtung machen zu können, ist eine weiterführende Literaturrecherche erforderlich.

Die Gefügeorientierung der Prüfkörper von einaxialen Druckversuchen kann in der vorliegenden geotechnischen Planung einzig über die Fotos im Prüfprotokoll der felsmechanischen Laborversuche, welche von den jeweiligen Prüfkörpern vor und nach dem Versuch gemacht wurden (je ein Foto), ermittelt werden. Diese ist jedoch, je nachdem welche Seite des Prüfkörpers abgelichtet wurde, nicht immer leicht zu erkennen und muss abgeschätzt werden. Für eine korrekte Bestimmung des Zusammenhangs zwischen der Gefügeorientierung und den Versuchsergebnissen sind präzise Angaben vom Geologen oder Laboratorium hinsichtlich der Gefügeorientierung unerlässlich.

In Anlehnung an den zuvor beschriebenen Einfluss der Gefügeorientierung auf die Gesteinseigenschaften, werden die Ergebnisse hinsichtlich der Gefügeorientierung in zwei Kategorien unterteilt, um so eine Festigkeitsanisotropie berücksichtigen zu können:

1. Gefüge normal zur Belastungsrichtung: $\alpha \leq 20^\circ \rightarrow x_\perp$
2. Gefüge parallel zur Belastungsrichtung: $\alpha \geq 70^\circ \rightarrow x_\parallel$

Ergebnisse von Prüfkörper mit einer Gefügeorientierung von $20^\circ < \alpha < 70^\circ$ (x_\parallel) werden für die vorliegende Gebirgscharakterisierung nicht herangezogen, da unklar ist, inwieweit diese in der geotechnischen Planung berücksichtigt werden können.

Es dürfen nur Einzelergebnisse mit der gleichen Kategorie hinsichtlich der Gefügeorientierung (x_\perp , x_\parallel) miteinander verglichen werden. Die Festigkeit und Verformbarkeit ist in Abhängigkeit von der Gefügeorientierung der Prüfkörper anzugeben.

5.2.3 Verformungskenngrößen

Die Spannungs-Dehnungs-Kurve von Festgesteinen bei einaxialer Druckbelastung weist mehrheitlich einen nichtlinearen Verlauf auf [45]. Aus einaxialen Druckversuchen ermittelte Verformungskenngrößen (Elastizitätsmodul E_i , Verformungsmodul V , Poissonzahl ν) sind somit immer in Verbindung mit jenem Spannungsintervall $\sigma'_{1,u}/\sigma'_{1,o}$ anzugeben, innerhalb dessen der jeweilige Sekantenmodul bestimmt wurde. Nach Durchsicht aller einaxialen und triaxialen Druckversuche (im Zuge eines triaxialen Druckversuches werden die Verformungskenngrößen ebenfalls ermittelt, siehe Kapitel 5.3) konnte der Spannungsbereich der Be- und Entlastungsschleife zur Bestimmung der Verformungskenngrößen in folgende Kategorien eingeteilt werden:

1. Spannungsbereich 0: $\sigma'_{1,o} \leq 5 \text{ MPa} \rightarrow x_0$
2. Spannungsbereich 1: $\sigma'_{1,o} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow x_1$
3. Spannungsbereich 2: $\sigma'_{1,o} > 15 \text{ MPa} \rightarrow x_2$

Es dürfen nur Einzelergebnisse mit der gleichen Kategorie hinsichtlich dem Spannungsintervall (x_0, x_1, x_2) miteinander verglichen werden. Die Verformungskenngrößen sind in Abhängigkeit vom Spannungsintervall der Be- und Entlastungsschleife anzugeben.

5.2.4 Bruchbild

Der Versagensmechanismus von Prüfkörpern wird von den Gesteinseigenschaften (z. B. Kornform, Kornbindung, Trennflächengefüge) bestimmt und ist in der Regel charakteristisch für das jeweilige Gestein. Schwachstellen wie dünne Zwischenlagen aus geschertem Material in unregelmäßigen Abständen, welche keine spezifische Eigenschaft des Gesteins darstellen, beeinflussen das Bruchverhalten im negativen Sinn. Die Ergebnisse sind dementsprechend nicht repräsentativ für das Gestein. Durch Überprüfen der Bruchausbildung von axial belasteten Gesteinsproben kann ein frühzeitiges Versagen vor Erreichen der für das Gestein charakteristischen einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ zufolge der angesprochenen Schwachstellen identifiziert werden.

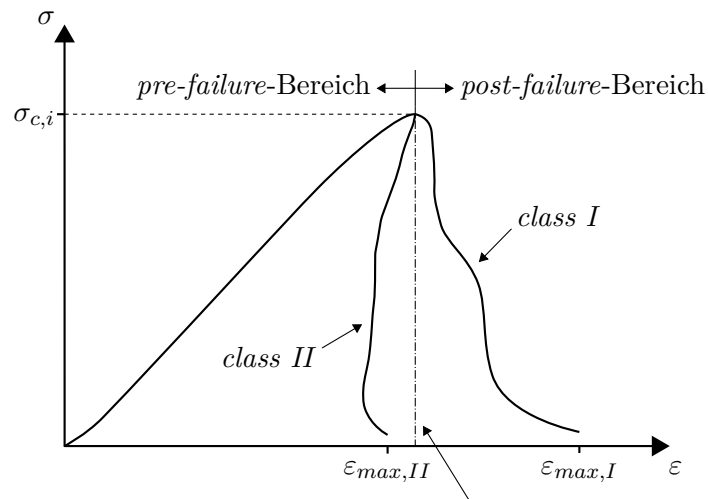
Die Ergebnisse von Prüfkörpern, welche ein untypisches Bruchbild aufweisen und aller Voraussicht nach vor Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ versagt haben, bleiben bei der Datenauswertung unberücksichtigt und sind zu verwerfen.

5.2.5 Post-failure-Bereich und Zerstörungsarbeit

Die Spannungs-Dehnungs-Kurve im *post-failure*-Bereich (vgl. Abbildung 5.5) beschreibt den fortlaufenden Bruchzustand des Prüfkörpers nach Überschreiten der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ [45]. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kurve gibt einen Hinweis auf das Verhalten eines Gesteins, dessen Festigkeit bereits überschritten wurde und dennoch weiter belastet wird.

Es wird grundsätzlich zwischen zwei Versagensmöglichkeiten unterschieden [65]:

- *class I*: Duktiles (plastisches) Nachbruchverhalten. Das Gestein weist weiterhin eine gewisse Restfestigkeit auf. Um eine stetige Rissfortschreitung im Gestein bewerkstelligen zu können, ist dem System fortlaufend Energie hinzuzufügen. Erst wenn ausreichend Mikrorisse gebildet wurden und diese sich zu Makrorissen (Scherbahn) verbunden haben, versagt das Gestein schlussendlich durch Gleiten entlang der Scherbahnen ($\varepsilon_{max,I}$).
- *class II*: Sprödes (schlagartiges) Nachbruchverhalten. Die gespeicherte elastische Energie im System ist ausreichend, um das Gestein schlagartig (plötzlich) versagen zu lassen. Die Rissbildung schreitet ohne weitere Zufuhr von Energie selbstständig (progressiv) voran. Damit ein solches Nachbruchverhalten bei einem einaxialen Druckversuch in einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm überhaupt dargestellt werden kann, muss dem System unentwegt potentielle Energie entzogen werden.



Gespeicherte Energie = Erforderliche Energie für totales Versagen

Abbildung 5.5: Einaxialer Druckversuch – Nachbruchverhalten: duktil (*class I*), spröde (*class II*), modifiziert nach Wawersik & Fairhurst [65].

Die Ausbildung der Spannungs-Dehnungs-Kurve im *post-failure*-Bereich ist wie jene im *pre-failure*-Bereich unter anderem abhängig von der Trennflächenorientierung. Eine Orientierung des Gefüges von $\alpha = 45^\circ + \varphi_{TF}/2$ äußert sich in einem duktilen Nachbruchverhalten (Gleiten entlang einer Trennfläche).

Demgegenüber wird das Prüfkörperversagen bei einer Orientierung von

$$\varphi < \alpha < 45^\circ + \frac{\varphi_{TF}}{2}$$

bzw.

$$45^\circ + \frac{\varphi_{TF}}{2} < \alpha < 90^\circ$$

zunehmend von Zugversagen des intakten Gesteins (spröde) bestimmt [16].

Für den *post-failure*-Bereich könnte ebenfalls ein Verformungsmodul, in der Literatur [45] als Sprödigkeit B deklariert, ermittelt werden:

$$B = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (5.8)$$

Da die Spannungs-Dehnungs-Kurve in diesem Bereich jedoch nicht annähernd linear verläuft, wäre der *post-failure*-Modul mittels einer Regressionsgeraden zu ermitteln [62].

Die Fläche unterhalb der gesamten Spannungs-Dehnungs-Kurve, kann als jene Arbeit interpretiert werden, welche erforderlich ist, um das Gestein vollständig zu zerstören. Bildet man das Integral über die Spannungs-Dehnungs-Kurve im Intervall $[0, \varepsilon_{max}]$ (vgl. Abbildung 5.5), erhält man die spezifische Zerstörungsarbeit W_z [62]:

$$W_z = \int_0^{\varepsilon_{max}} \sigma \, d\varepsilon \quad (5.9)$$

Die Zerstörungsarbeit kann einerseits als Maß für die aufzuwendende Bohrarbeit (Lösbarkeit des Gesteins) bei kontinuierlichen Vortrieben (Tunnelbohrmaschine) herangezogen werden [62] und zählt bei einer geotechnischen Planung zu jenen Schlüsselparametern, welche den Vortrieb und weniger die Standsicherheit bestimmen. Andererseits können die Sprödigkeit und die Arbeitslinie eines Prüfkörpers Hinweise auf ein mögliches Bergschlagpotential geben und sind für die Bestimmung des Gebirgsverhaltens „Bergschlag“ (GVT 5) maßgebend. Voraussetzung für ein Bergschlagpotential sind nach Wang & Park [64] u. a. ein sprödes Nachbruchverhalten, das Gestein muss ein großes Potential zur Speicherung von elastischer Energie haben und die Spannungen müssen im Bereich der Gesteinsfestigkeit liegen. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Nachbruchverhalten sowie die Zerstörungsarbeit in die Gebirgscharakterisierung nicht miteinbezogen.

Weiterführende Literatur:

- Thuro, K. 1998. Bohrbarkeit beim konventionellen Sprengvortrieb; Geologisch-felsmechanische Untersuchungen anhand sieben ausgewählter Tunnelprojekte, Münchner Geologische Hefte, Reihe B: Angewandte Geologie, Heft 1, Lehrstuhl für Allgemeine, Angewandte und Ingenieur-Geologie. [62]
- Wang, J.A. & Park, H.D. 2001. Comprehensive prediction of rockburst based on analyses of strain energy in rocks. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16 (1), pp. 49 – 57, Verlag Elsevier Science Ltd. [64]

5.2.6 Plausibilität der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse aus den einaxialen Druckversuchen sind auf deren Plausibilität und Richtigkeit hin zu überprüfen. So sind z. B. die Ergebnisse eines Prüfkörpers zu verwerfen, wenn für die Poissonzahl ein Wert von $\nu > 0,5$ ermittelt wurde. In der Regel ergeben sich für die Poissonzahl von Festgesteinen Werte zwischen 0 und 0,5 (elastisch isotropes Material) [47].

5.3 Triaxialer Druckversuch

Im Gegensatz zum einaxialen Druckversuch wird beim triaxialen Druckversuch auf den Prüfkörper in einer Druckzelle eine hydraulische, allseitig wirkende Belastung σ'_3 aufgebracht. Der Prüfkörper wird bei konstantem Seitendruck ($\sigma'_3 = \text{konst.}$) bis kurz vor dem Bruch (rapide Zunahme der Querdehnung $\epsilon_{lateral}$) axial belastet (weggesteuert). Anschließend wird der Prüfkörper axial entlastet, gleichzeitig wird der Seitendruck auf ein neues Spannungsniveau erhöht und konstant gehalten, sodass $\sigma'_1 = \sigma'_3$ und die Deviatorspannung $(\sigma'_1 - \sigma'_3) = 0$ ist. Daraufhin wird der Prüfkörper erneut bis kurz vor dem Versagen axial belastet. Der Vorteil dieser Verfahrensweise liegt darin, dass die Kornstruktur durch mehrmaliges Belasten kaum gestört wird [54] und somit an einem Prüfkörper mehrere triaxiale Druckversuche mit unterschiedlichen Belastungsstufen durchgeführt werden können.

5.3.1 Prüfkörperabmessungen

Wie beim einaxialen Druckversuch sind auch die Ergebnisse aus den triaxialen Druckversuchen abhängig von der Form und Größe der Prüfkörper. Der theoretisch gleichförmige Spannungszustand im Prüfkörper ($\sigma'_1 \neq 0$, $\sigma'_2 = \sigma'_3 \neq 0$, $\tau = 0$) wird durch den Endflächeneinfluss gestört. Versuche an zu stark gedrunenen Prüfkörpern ($l/d \ll 2$) können folglich zu nicht repräsentativen Verformungs- und Festigkeitswerten führen. Die Prüfkörperabmessungen haben grundsätzlich den Anforderungen der Normen und Richtlinien in Tabelle 5.3 zu entsprechen.

Norm/Richtlinie	Durchmesser d	Verhältnis l/d
ISRM (1983) [39]	$d \geq 54$ mm	$2,0 < l/d < 3,0$
ASTM (2010) [6]	$d \geq 47$ mm	$2,0 < l/d < 2,5$

Tabelle 5.3: Triaxialer Druckversuch – Anforderungen an die Prüfkörperabmessungen

Die Prüfkörper aus triaxialen Druckversuchen, welche für die vorliegende Arbeit ausgewählt wurden, weisen allesamt einen Durchmesser $d > 50$ mm auf und erfüllen demnach die Anforderungen der Richtlinien.

Vor dem eigentlichen triaxialen Druckversuch ($\sigma'_3 \neq 0$) wird eine Belastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsschleife unter einaxialer Belastung ($\sigma'_3 = 0$) gefahren (selbes Vorgehen wie beim einaxialen Druckversuch), um so die Verformungskenngrößen E_i , V und ν für den Prüfkörper zu erhalten. Auf diese Weise sind von einem Prüfkörper die Verformbarkeit (E_i , V , ν) als auch die Festigkeit ($\sigma_{c,i}$, m_i , $\sigma_{t,i}$, c_i , φ_i) bekannt.

Für die Gültigkeit der Verformungskenngrößen sind die Grenzen der Prüfkörperschlankheit von einaxialen Druckversuchen gemäß Tabelle 5.2 (siehe Seite 19) einzuhalten. Bei einer Prüfkörperschlankheit von $l/d < 2,0$ bzw. $l/d > 2,5$ wären die Festigkeitswerte aus den triaxialen Druckversuchen gemäß Tabelle 5.3 prinzipiell zu verwerfen. Angesichts der Tatsache, dass die Prüfkörper der auszuwertenden triaxialen Druckversuche allesamt ein

Verhältnis der Prüfkörperlänge zum Prüfkörperdurchmesser von $l/d \leq 2,0$, aufweisen, wird die Untergrenze der Prüfkörperabmessungen mit $l/d = 1,5$ angesetzt, da ansonsten keine Festigkeitskennwerte für die Gebirgscharakterisierung zur Verfügung stehen würden. Folglich sind die Festigkeitswerte aus den triaxialen Druckversuchen bei einer Prüfkörperschlankheit von $l/d < 1,5$ bzw. $l/d > 2,5$ zu verwerfen. Eine Abminderung der Festigkeitswerte bei einem Unterschreiten der idealen Prüfkörperschlankheit, wie es für die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ aus einaxialen Druckversuchen zulässig ist (siehe Seite 19), wird in keiner der oben angeführten Normen/Richtlinien angeführt und ist demnach nicht vorzunehmen.

5.3.2 Belastungsrichtung

Für die Festigkeit und Verformbarkeit von Prüfkörpern unter allseitiger Belastung ($\sigma'_3 \neq 0$) gelten dieselben Abhängigkeiten bezüglich der Trennflächenorientierung α relativ zur Belastungsrichtung wie bei einaxialen Druckversuchen (vgl. Kapitel 5.2.2). Damit der Bruchzustand des Prüfkörpers jedoch erreicht wird, ist aufgrund des hydraulisch aufgebrachtten Seitendruckes σ'_3 eine höhere axiale Belastung σ'_1 erforderlich (vgl. Abbildung 5.6).

Die Ergebnisse werden wie beim einaxialen Druckversuch in die Kategorien „Gefüge normal zur Belastungsrichtung (x_{\perp})“ und „Gefüge parallel zur Belastungsrichtung (x_{\parallel})“ eingeteilt und es dürfen nur Einzelergebnisse mit der gleichen Kategorie miteinander verglichen werden. Ergebnisse von Prüfkörpern mit einer Gefügeorientierung schräg zur Belastungsrichtung (x_{\parallel}) werden für die vorliegende Gebirgscharakterisierung nicht herangezogen. Die Festigkeit und Verformbarkeit ist in Abhängigkeit von der Gefügeorientierung der Prüfkörper anzugeben.

5.3.3 Verformungskenngrößen

Die Verformungskenngrößen E_i , V und ν sind aufgrund des nichtlinearen Verlaufes der Spannungs-Dehnungs-Kurve in drei Kategorien (Spannungsbereich 0, Spannungsbereich 1, Spannungsbereich 2) entsprechend dem Spannungsintervall, innerhalb dessen die Verformungskenngrößen bestimmt wurden, einzuteilen (vgl. Kapitel 5.2.3).

Es dürfen nur Einzelergebnisse mit der gleichen Kategorie hinsichtlich dem Spannungsintervall (x_0, x_1, x_2) miteinander verglichen werden. Die Verformungskenngrößen sind in Abhängigkeit vom Spannungsintervall der Be- und Entlastungsschleife anzugeben.

5.3.4 Bruchbild

In Abbildung 5.6 ist die Ausbildung der Spannungs-Dehnungs-Kurve von triaxialen Druckversuchen bei unterschiedlichem Seitendruck σ'_3 (Belastungsstufen) dargestellt. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve im *pre-failure*-Bereich (vor Erreichen der Prüfkörperfestigkeit) bleibt bis zum Übergang von *spröd* auf *duktil* von der Erhöhung des Seitendruckes σ'_3 weitgehend unbeeinflusst. Der triaxiale Druckversuch (Mehrstufenversuch) wird immer im *pre-failure*-Bereich durchgeführt, demnach kann von gleichbleibenden Verformungseigenschaften ausgegangen werden.

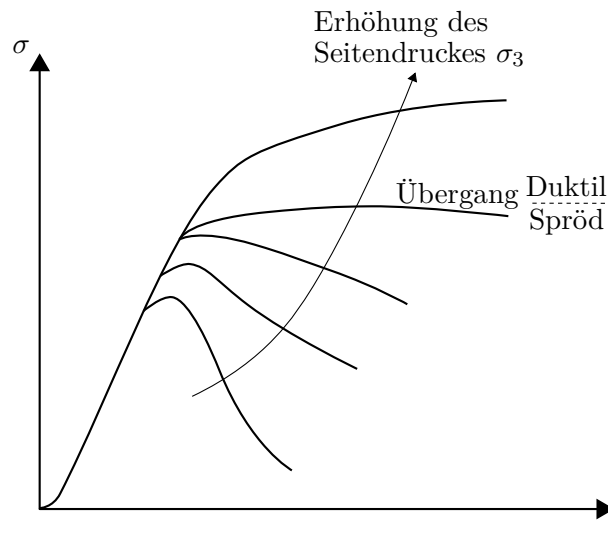


Abbildung 5.6: Triaxialer Druckversuch – Einfluss des Seitendruckes auf die Spannungs-Dehnungs-Kurve, modifiziert und neu entworfen nach [54].

Eine Überprüfung der Bruchausbildung ist aufgrund der allseitigen Belastung des Prüfkörpers während des Versuches nicht möglich. Da das Versagen bei triaxialen Druckversuch wegen dem hohem Seitendruck nicht schlagartig eintritt und der Prüfkörper *quasi* duktiles Verhalten aufweist, ist die Überprüfung der Bruchausbildung insofern auch nicht erforderlich. Die aus triaxialen Druckversuchen ermittelten Festigkeitskenngrößen können demnach als die für das Gestein charakteristischen Kenngrößen angesehen werden. Erste Anzeichen für ein frühzeitiges Versagen des Prüfkörpers aufgrund einer Schwachstelle wären vermutlich bereits in der, dem triaxialen Druckversuch ($\sigma'_1 \neq 0$, $\sigma'_3 \neq 0$) vorgeschalteten, Be-, Ent- und Wiederbelastungsschleife ($\sigma'_1 \neq 0$, $\sigma'_3 = 0$) ersichtlich gewesen bzw. hätte der Versuch aufgrund eines frühzeitigen Versagens während der Be-, Ent- und Wiederbelastungsschleife abgebrochen werden müssen.

5.3.5 Plausibilität der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse aus den triaxialen Druckversuchen sind auf deren Plausibilität und Richtigkeit hin zu überprüfen. Wie beim einaxialen Druckversuch sind z. B. die Ergebnisse eines Prüfkörpers zu verwerfen, wenn für die Poissonzahl ein Wert von $\nu > 0,5$ über die Be-, Ent- und Wiederbelastungsschleife, welche vor dem eigentlichen triaxialen Druckversuch durchgeführt wird, ermittelt wurde. In der Regel ergeben sich für die Poissonzahl von Festgesteinen Werte zwischen 0 und 0,5 (elastisch isotropes Material) [47].

5.4 Scherversuch

Mit einem Scherversuch können die Scherparameter von Trennflächen und von intakten Gesteinsproben, welche das Bruchverhalten unter einem räumlichen Spannungszustand (Normal- und Schubspannung) beschreiben, ermittelt werden [12]. Die Ergebnisse aus Scherversuchen sind einerseits von der durchgeführten Versuchsprozedur und andererseits von zahlreichen Einflussfaktoren abhängig, welche in den nachfolgenden Unterkapiteln näher beschrieben werden.

5.4.1 Versuchsanordnung

Grundsätzlich kann zwischen einem CNS-Versuch (*constant normal stiffness*) und einem CNL-Versuch (*constant normal load*) unterschieden werden. Unabhängig von der Versuchsprozedur hat der Einbau des Prüfkörpers in die Scherbüchse so zu erfolgen, dass vor dem eigentlichen Versuch die Probe bzw. die Trennfläche weder gestört noch ein Scherweg entlang der Trennfläche verrichtet wird [11]. Bei beiden Versuchsprozeduren wird eine initiale Normalspannung $\sigma_{n,i}$ aufgebracht und die Scherkraft über die Schergeschwindigkeit gesteuert (Weg/Zeit). Einziger aber erheblicher Unterschied zwischen den beiden Versuchsprozeduren ist die Regulierung der Normalspannung σ_n bzw. der Normalsteifigkeit K während dem Schervorgang.

CNS-Versuch

Beim CNS-Versuch (*constant normal stiffness*) wird die axiale Druckkraft so gesteuert, dass die externe Normalsteifigkeit K (Normalsteifigkeit des Prüfkörpers und der Versuchsanordnung) während des gesamten Schervorganges konstant bleibt. Es wird somit eine relativ starre Bettung simuliert [11], was wiederum einer Trennfläche umgeben von Gebirgsvolumen mit einer spezifischen Gebirgssteifigkeit am nächsten kommt. Vorteil dieser Versuchsprozedur ist, dass sich der Spannungspfad beim Scherversuch aufgrund der Randbedingungen (Gesteins- und Trennflächeneigenschaften) selbst einstellt und nicht von den Spannungen, wie es bei einem CNL-Versuch der Fall ist, vorgegeben wird [12].

Über einen CNS-Versuch können folgende Scherparameter ermittelt werden:

- Reibungswinkel φ
- Restreibungswinkel φ_r
- Kohäsion c
- Restkohäsion c_r
- Dilatationswinkel i

Der Dilatationswinkel i ist repräsentativ für das Aufgleiten entlang von Unebenheiten. Ob und inwieweit ein Aufgleiten stattfindet, ist jedoch von den äußeren Randbedingungen und den Gesteins- und Trennflächeneigenschaften abhängig. Je nach Verhältnis der Gesteinsfestigkeit zur internen Normalsteifigkeit K und zur Normalspannung σ_n werden entweder vorhandene Unebenheiten bereits zu Beginn abgesichert oder es kommt neben der aufgezwungenen Scherbewegung zusätzlich zu einem Aufgleiten entlang der Unebenheiten (Dilatation) und folglich zur einer Verschiebung normal zur Scherebene [48]. Um den Reibungswinkel und den Anteil an Dilatation aus den Ergebnissen von Scherversuchen (Normalspannung σ_n , Schubspannung τ , Scherverschiebung u , Normalverschiebung v) ermitteln zu können, ist die externe Normalsteifigkeit K vor dem eigentlichen Scherversuch auf Basis einer Be- und Entlastungsschleife zu bestimmen [46].

CNL-Versuch

Der CNL-Versuch (*constant normal load*) kann mit einem triaxialen Druckversuch, welcher ebenfalls einen Mehrstufenversuch darstellt, verglichen werden. Die Normalspannung σ_n wird zu Beginn auf ein Initialspannungsniveau, welches im Normalfall den in situ Spannungen entspricht, erhöht und konstant gehalten. Anschließend wird die Schubspannung τ bis kurz vor Erreichen der Bruchfestigkeit (rapide Zunahme der Scherverschiebung u) erhöht. Darauf folgend wird die Normalspannung σ_n auf ein neues Spannungsniveau erhöht, wiederum konstant gehalten und die Schubspannung τ bis kurz vor Erreichen der Bruchfestigkeit gesteigert. Diese Prozedur wird in Summe vier Mal durchgeführt. Über die Normalspannung σ_n und Schubspannung τ kurz vor Erreichen der Bruchfestigkeit der jeweiligen Laststufe (Versagenspunkte des Spannungspfades) können über das Mohr-Coulomb Bruchkriterium der Reibungswinkel φ und die Kohäsion c ermittelt werden. Um die Restfestigkeit (Restreibungswinkel φ_r und Restkohäsion c_r) bestimmen zu können, wird die Trennfläche einige Male geschert. Dabei wird die Scherfestigkeit überschritten und die ursprüngliche Trennflächenbeschaffenheit vollständig zerstört. Anschließend wird die zuvor beschriebene Versuchsprozedur erneut durchgeführt und die Scherparameter über das Mohr-Coulomb Bruchkriterium bestimmt.

Nachteil des CNL-Versuches ist jedoch, dass die Versuchsprozedur das tatsächliche Verformungsverhalten von Kluftflächen nicht hinreichend genau wiedergibt und es zu irreführenden Ergebnissen kommen kann. Kluftkörper sind im umgebenden Gebirge nachgiebig eingespannt, demnach wird das Verhalten und die Scherfestigkeit maßgeblich von der Gebirgssteifigkeit respektive den Dehnungen normal zur Scherebene beeinflusst [12, 48]. Aufgrund der konstanten Normalspannung σ_n beim CNS-Versuch kommt es zu Versagensmechanismen, welche in der Natur womöglich nicht eintreten werden – ähnlich dem Einfluss des Seitendruckes σ'_3 auf die Ergebnisse eines triaxialen Druckversuches (duktiler Nachbruchverhalten, siehe Kapitel 5.3.4 auf Seite 27).

Wenngleich der Reibungswinkel φ und die Kohäsion c spannungsunabhängig sind [46], so wird nach Blümel et al. [12] bei Scherversuchen mit konstanter Normalspannung (CNL-Versuch) die Scherfestigkeit in der Regel überschätzt und die Restscherfestigkeit unterschätzt.

Scherversuch entlang einer Trennfläche

Für die Bestimmung der Scherparameter einer Trennfläche wird der Prüfkörper derart in die Scherbüchse eingebaut, dass die Trennfläche parallel zur Scherebene (Belastungsrichtung) verläuft. In der Regel wird ein CNS-Versuch durchgeführt. Kommt es jedoch bereits zu Beginn des CNS-Versuches (Initialspannungsniveau, in situ Verhältnisse) zu einem vollständigen Abscheren, ist ein CNL-Versuch vorzunehmen.

Scherversuch an einer intakten Probe

Scherversuche an intakten Prüfkörpern (ohne einer expliziten Trennfläche) werden grundsätzlich dann durchgeführt, wenn für triaxiale Druckversuche keine entsprechenden Proben gewonnen werden können [56]. Dies kann z. B. auf kompakte Störungsgesteine (Kataklastite) zutreffen, bei denen die Prüfkörper aus den Bohrkernen mit den nach den Normen und Richtlinien für triaxiale Druckversuche geforderten Prüfkörperabmessungen (siehe Kapitel 5.3.1 auf Seite 26) nicht gewonnen werden können, ohne die Probe zu beschädigen.

Wie bei einaxialen und triaxialen Druckversuchen sind auch die Ergebnisse von Scherversuchen an intakten Prüfkörpern abhängig von der Orientierung des Gefüges (Schieferungs- oder Schichtungsflächen) relativ zur Belastungsrichtung. Nach Blümel et al. [12] ist die Scherfestigkeit τ_f und die entsprechende maximale Scherverschiebung u_{max} bei einem Scherversuch parallel zum Gefüge weitaus geringer als bei einem Scherversuch normal zum Gefüge. Dies lässt sich durch die unterschiedlichen Versagensmechanismen (Gleiten entlang einer Trennfläche bzw. Scherversagen des intakten Gesteins) begründen. Im Gegensatz zu normalen Druckversuchen wird beim Scherversuch die Versagensrichtung durch die Scherrichtung vorgegeben. Je nachdem ob die Scherebene parallel oder in einem bestimmten Winkel zum Gefüge verläuft, sind die Ergebnisse aus dem Scherversuch entweder den Trennflächenkennwerten (Scherebene verläuft parallel zum Gefüge) oder aber den intakten Gesteinskennwerten (Scherebene verläuft schräg oder normal zum Gefüge) zuzuordnen.

Über die Fotodokumentation im Prüfprotokoll lässt sich die Gefügeorientierung nur schwer erkennen. Aufgrund dessen ist für jeden Prüfkörper die Annahme zu treffen, ob die Scherebene parallel zum Gefüge verläuft und die Ergebnisse demnach den Trennflächenkennwerten entsprechen oder ob der Prüfkörper in einem bestimmten Winkel zum Gefüge geschert wurde und die Ergebnisse mithin den intakten Gesteinskennwerten entsprechen. Für eine angemessene Versuchsauswertung sind Angaben hinsichtlich der Gefügeorientierung unerlässlich.

5.4.2 Scherfläche

Die Prüfkörper für Scherversuche werden überwiegend aus Bohrkernen gewonnen. In Abhängigkeit vom Bohrkerndurchmesser und je nachdem wie die Prüfkörper in die Scherbüchsen eingebaut werden (relativer Winkel zwischen der Bohrkernachse und der Scherebene), ist die mögliche Scherfläche begrenzt.

Die Beschaffenheit der Scherfläche (Rauigkeit, Welligkeit, Bestege) sowie die Festigkeits- und Verformungseigenschaften des intakten Gesteins und folglich auch von den Unregelmäßigkeiten – Abweichungen von einer vollkommen ebenen Fläche [48] – beeinflussen maßgeblich das Scherverhalten und die Scherfestigkeit. Die Eigenschaften der Unregelmäßigkeiten bestimmen unter anderem ob und in welchem Umfang Dilatation stattfindet. Je größer die Scherfläche, desto größer ist die Anzahl an vorhandenen Unregelmäßigkeiten und umso repräsentativer sind die Versuchsergebnisse zur Beschreibung der tatsächlichen Verformungscharakteristika. Eine zu kleine Scherfläche enthält unter Umständen nicht alle relevanten Unregelmäßigkeiten, welche sich vor allem in deren Größe (max. Rauigkeitsamplitude) und Flankenneigung unterscheiden [66]. Der Reibungswinkel φ hingegen ist unabhängig von der Größe der Scherfläche, da dieser nur von der Trennflächenbeschaffenheit und den intakten Gesteinskennwerten beeinflusst wird [46].

Durch den Schervorgang werden die Unregelmäßigkeiten nachdem die Scherfestigkeit τ_f überschritten wurde, vollständig abgetragen. Abhängig von den ursprünglichen Gesteinseigenschaften der Unregelmäßigkeiten können sich kohäsive oder körnige Schichten oder auch Harnischflächen entlang der Kluftfläche bilden und führen zu einer teilweise starken Reduktion der Scherparameter (Restreibungswinkel φ_r , Restkohäsion c_r) [48].

Nach der ASTM (*American Society for Testing and Materials*) [4] ist eine Mindestfläche von $A = 19 \text{ cm}^2$ vorgeschrieben. Die Prüfkörper aus den Scherversuchen, welche für die vorliegende Arbeit ausgewählt wurden, weisen allesamt eine Scherfläche von $A \gg 19 \text{ cm}^2$ ($A_{min} = 81 \text{ cm}^2$, $A_{max} = 205 \text{ cm}^2$) auf und erfüllen demnach bei Weitem die Anforderungen der Richtlinie.

Im Hinblick auf die Zuordnung von Trennflächenkennwerten zu den entsprechenden Gebirgsarten und auf die Ermittlung der Korrelation zwischen den Ergebnissen aus den Scherversuchen und der Trennflächenbeschaffenheit ist es erforderlich, die Trennflächenbeschaffenheit der Scherfläche vor als auch nach dem Scherversuch zu bestimmen. Wenngleich die Erfassung der Welligkeit und Rauigkeit der Trennflächen mit einfachen Methoden (z. B. Profilkamm) sehr leicht möglich wäre, sind diesbezüglich keine Informationen im Prüfprotokoll der ausgewählten Scherversuche vorzufinden. Da eine Abschätzung über das Foto der Scherebene im gescherten Zustand mit großen Unsicherheiten verbunden ist, kann eine mögliche Korrelation zwischen den Ergebnissen und der Trennflächenbeschaffenheit nicht untersucht werden.

5.4.3 Belastungsrichtung

In Abbildung 5.7 ist ein Prüfkörper, welcher von einer Kluftfläche durchtrennt wird, dargestellt. Je nachdem wie der Prüfkörper in die Scherbüchse eingebaut wird, kann entweder parallel zur X-Achse oder parallel zur Y-Achse geschert werden. Die Scherrichtung wird im Allgemeinen vom zuständigen Geologen festgelegt. Wenn man die Beschaffenheit der Kluftfläche in Abbildung 5.7 betrachtet, so ist die Vermutung naheliegend, dass es im Hinblick auf die Scherparameter einen großen Unterschied ausmacht, ob der Scherversuch parallel zur X-Achse (erhöhter Scherwiderstand durch die Unebenheiten) oder parallel zur Y-Achse (keine Unebenheiten) durchgeführt wird.

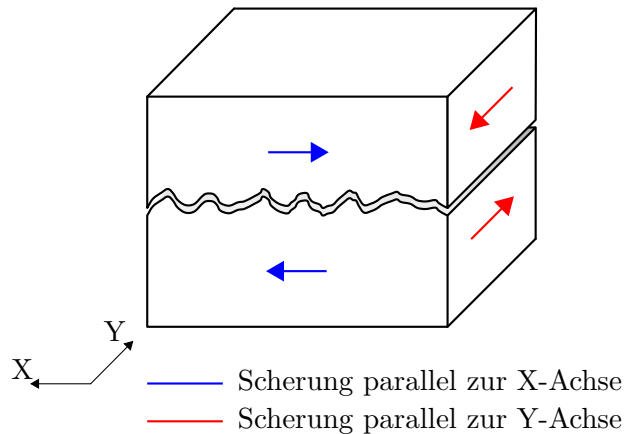


Abbildung 5.7: Scherversuch – Mögliche Scherrichtung

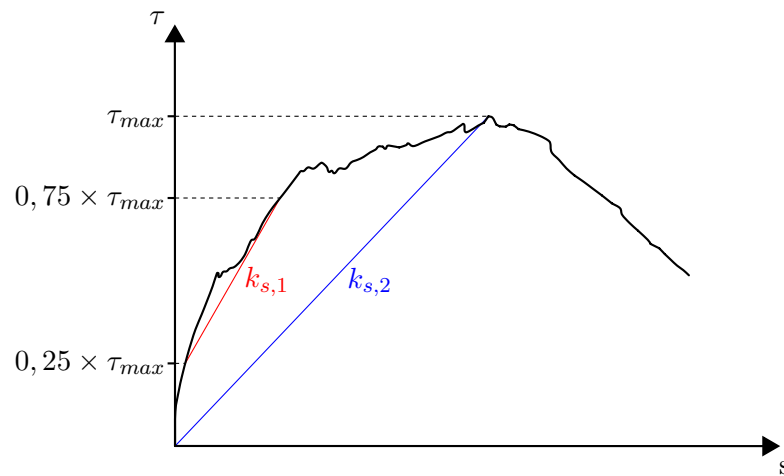
Abgesehen von der Scherrichtung hat auch die Gefügeorientierung des Prüfkörpers (Schieferungs- oder Schichtungsflächen) relativ zur Scherebene einen Einfluss auf das Scherverhalten [48]. Die Scherrichtung kann zwar über das Foto von der Scherebene im Prüfprotokoll eines Scherversuches eruiert werden, über die Trennflächenbeschaffenheit parallel und normal zur Scherrichtung und über die Gefügeorientierung können jedoch nur Vermutungen angestellt werden, da im Prüfprotokoll lediglich ein Foto der Scherebene im gestörten Zustand (abgescherte Unebenheiten) abgebildet ist.

Um den Einfluss der Gefügeorientierung relativ zur Scherebene und eine mögliche Festigkeitsanisotropie der Scherparameter in Abhängigkeit der Scherrichtung aufzeigen zu können, sind explizite Angaben vom Geologen oder vom Laboratorium erforderlich.

5.4.4 Kluftsteifigkeit

Für die geotechnische Planung sind je nach Projektphase und Detailgrad der Planung numerische Berechnungen erforderlich. Wird für die Berechnungen ein diskretes Modell gewählt, so sind zur vollständigen Beschreibung der Trennflächencharakteristika neben der Scherfestigkeit Angaben hinsichtlich der Kluftnormalsteifigkeit k_n (Steifigkeit normal zur Scherrichtung) und der Kluftschersteifigkeit k_s (Steifigkeit in Scherrichtung) erforderlich. Im Prüfprotokoll der gewählten Scherversuche sind keine Informationen hinsichtlich der Kluftsteifigkeiten vorhanden. Deshalb ist für jeden CNS-Versuch die Kluftschersteifigkeit k_s aus dem s - τ Diagramm zu bestimmen.

Hierzu ist in Abbildung 5.8 beispielhaft ein s - τ Diagramm eines CNS-Versuches dargestellt. Je nach Verformungsverlauf ist die Kluftschersteifigkeit k_s als Sekantenmodul zwischen zwei Punkten der Verformungskurve zu bestimmen. Die Punkte für die Bestimmung des Sekantenmoduls (z.B. $0 - \tau_{max}$ oder $0,25 \times \tau_{max} - 0,75 \times \tau_{max}$) sind für jeden Scherversuch einzeln festzulegen und so zu wählen, dass der Sekantenmodul repräsentativ für den charakteristischen Verformungsverlauf ist.

Abbildung 5.8: Scherversuch – Ermittlung der Kluftschersteifigkeit k_s

Die Ermittlung der Kluftnormalsteifigkeit k_n ist aufgrund fehlender Angabe der Normalverschiebung v nicht möglich. Sind im Zuge der geotechnischen Planung Werte für die Kluftnormalsteifigkeit k_n erforderlich, ist entweder mit dem Laboratorium Rücksprache zu halten oder plausible Annahmen auf Basis von Erfahrungswerten oder einer Literaturrecherche zu treffen.

Eine Bestimmung der Kluftsteifigkeiten von CNL-Versuchen ist nicht zweckmäßig, da die Versuchsprozedur das tatsächliche Verformungsverhalten von Kluftkörpern nicht hinreichend genau beschreibt und ausschließlich zur Ermittlung der Scherfestigkeit geeignet ist.

5.4.5 Plausibilität der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse aus den Scherversuchen sind auf deren Plausibilität und Richtigkeit hin zu überprüfen. So sind z. B. die Ergebnisse eines Prüfkörpers zu verwerfen, wenn für den Dilatationswinkel ein Wert von $i < 0$ ermittelt wurde. Wird im Zuge der Aufbereitung der Daten aus Scherversuchen festgestellt, dass die residualen Kennwerte größer als die intakten Kennwerte sind ($\varphi_r > \varphi$, $c_r > c$), so ist die Möglichkeit in Betracht zu ziehen, dass eine ursprünglich glatte Kluftfläche (z. B. Harnischfläche) durch den Schervorgang aufgeraut werden kann und sich dadurch höhere residuale Kennwerte ergeben [56].

Weiterführende Literatur:

- Bandis, S.C., Lumsden, A.C. & Barton, N.R. 1983. Fundamentals of Rock Joint Deformation. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 20 (6), pp. 249 – 268, Verlag Pergamon Press Ltd. Großbritannien.
- Grasselli, G. 2001. Shear strength of rock joints based on quantified surface description. Dissertation, Departement de Genie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, Schweiz.

- Pötsch, M. 2011. The analysis of rotational and sliding modes of failure for slopes, foundations, and underground structures in blocky, hard rock. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, Technische Universität Graz, Österreich. [48]
- Schieg, T. 2006. Investigations on the shear behaviour of artificial rock joints. Diplomarbeit, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, Österreich.
- Seywald, C. 2006. Preliminary investigations on the stiffness characteristics of CNS shear tests. Geotechnisches Projekt, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, Österreich.

5.5 Spaltzugversuch

Beim Spaltzugversuch wird der Prüfkörper quer zur Prüfkörperachse auf zwei gegenüberliegenden Mantellinien bis zum Bruch belastet, wobei der Versagensmechanismus im Idealfall ausschließlich vom Zugversagen des Gesteins quer zur Belastungsrichtung dominiert wird [42].

5.5.1 Prüfkörperabmessungen

Die Abmessungen der kreiszylindrischen Prüfkörper haben den Anforderungen der Normen und Richtlinien in Tabelle 5.4 zu entsprechen.

Norm/Richtlinie	Durchmesser d	Verhältnis l/d
DGGT (2008) [42]	$d \geq 50$ mm	$l/d = 0,5 \pm 0,2$
ÖNORM (1981) [1]	$d = 50 \pm 5$ mm	$l/d = 0,5 \pm 10\%$

Tabelle 5.4: Spaltzugversuch – Anforderungen an die Prüfkörperabmessungen

Die Prüfkörper aus den Spaltzugversuchen, welche für die vorliegende Arbeit ausgewählt wurden, weisen allesamt einen Durchmesser $d > 50$ mm auf und erfüllen demnach die Anforderungen der Richtlinien.

Bei einer Prüfkörperschlankheit von $l/d < 0,3$ bzw. $l/d > 0,7$ sind die Ergebnisse aus den Spaltzugversuchen zu verwerfen.

5.5.2 Belastungsrichtung

Aufgrund einer möglichen Schieferung/Schichtung der zu prüfenden Gesteinsprobekörper und der sich daraus ergebenden Anisotropie der Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,sp}$, wird zwischen sechs Versuchsanordnungen (siehe Abbildung 5.9) unterschieden [42, 62]. Versuche, welche keinen

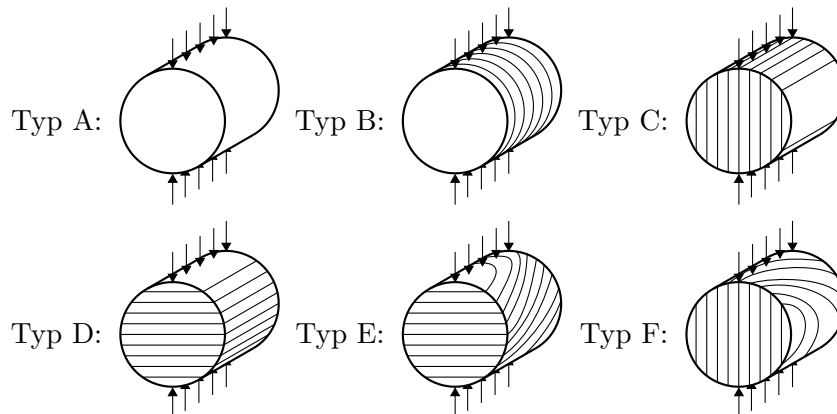


Abbildung 5.9: Spaltzugversuch – Mögliche Versuchsanordnungen, modifiziert und neu entworfen nach Lepique [42].

dieser Anordnungen zugeordnet werden können, sind im Prüfprotokoll bei der Belastungsrichtung mit „Unbestimmt“ deklariert und werden für weiterführende Berechnungen nicht berücksichtigt.

Für die Datenauswertung (Mittelwertbildung) dürfen nur Einzelergebnisse gleicher Versuchsanordnung miteinander verglichen werden.

5.5.3 Bruchbild

Beim Spaltzugversuch ist die Bruchlast F_B jene Belastung, welche beim Auftreten des ersten Spaltrisses gemessen wird. Der Bruch sollte grundsätzlich der Belastungsebene entsprechend Abbildung 5.10 folgen.

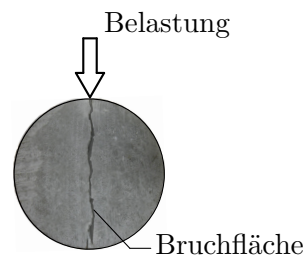


Abbildung 5.10: Spaltzugversuch – Bruchfläche entlang der Belastungsebene (Versuch am Institut für Felsmechanik und Tunnelbau im Zuge der Lehrveranstaltung „Felsmechanik Labor“).

Bruchflächen außerhalb der Belastungsebene deuten auf ein frühzeitiges Eintreten des Bruches vor Erreichen der maximal möglichen Zugspannung hin [1, 42, 62], folglich dürfen die Ergebnisse bei der Datenauswertung nicht berücksichtigt werden. Eine Überprüfung der Bruchfläche ist für die vorliegende Arbeit nicht möglich, da kein Bild der Bruchfläche im Prüfprotokoll des jeweiligen Prüfkörpers dargestellt ist. Es wird daher die Annahme getroffen, dass alle

Prüfkörper mit einem frühzeitigen Versagen ausgeschieden wurden und im Prüfprotokoll nicht angeführt sind.

5.5.4 Zähigkeit

Über das Verhältnis einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ zu Zugfestigkeit $\sigma_{t,i}$ kann eine Aussage über die Zähigkeit Z eines Gesteins gemacht werden [62]:

$$Z = \frac{\sigma_{c,i}}{\sigma_{t,i}} [-] \quad (5.10)$$

Die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ eines für die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,sp}$ verwendeten Prüfkörpers ist grundsätzlich nicht bekannt, da derselbe Prüfkörper nicht in beiden Versuchen eingesetzt werden kann. Für die Ermittlung der Zähigkeit Z wird dem Prüfkörper aus dem Spaltzugversuch eine Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ eines Prüfkörpers aus einem einaxialen Druckversuch zugewiesen. Beide Prüfkörper müssen jedoch aus derselben Kernbohrung gewonnen worden sein, dieselbe Gesteinsart und eine ähnliche Teufe aufweisen (vgl. Abbildung 5.11).

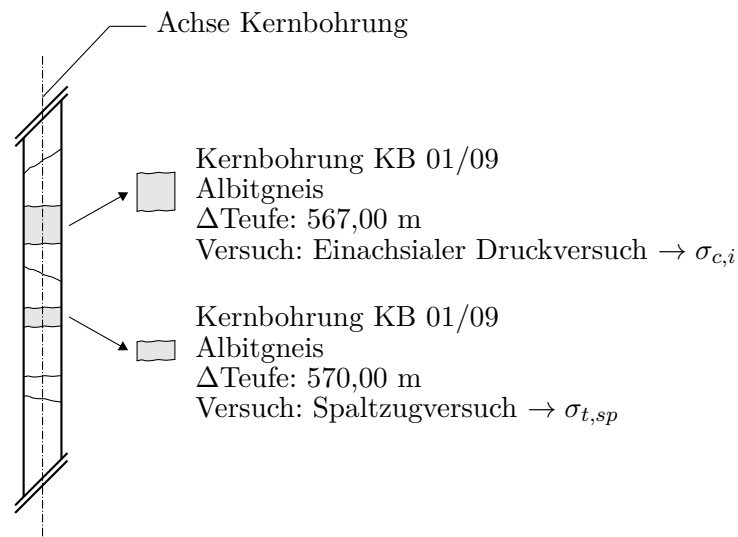


Abbildung 5.11: Spaltzugversuch – Zuordnung zweier Prüfkörper zur Bestimmung der Zähigkeit Z .

Den Gesteinen können abhängig von der Zähigkeit Z die in Tabelle 5.5 angeführten Zähigkeitsattribute zugewiesen werden.

Die Zähigkeit Z kann wie die Zerstörungsarbeit W_z und Sprödigkeit B aus dem einaxialen Druckversuch (siehe Kapitel 5.2.5 auf Seite 23) einerseits als Maß für die Lösbarkeit des Gesteins und andererseits für die Bestimmung des Bergschlagpotentials herangezogen werden.

$Z = \sigma_{c,i}/\sigma_{t,sp}$	Zähigkeits-Attribut
> 20	sehr spröd
$20 - 10$	spröd
$10 - 5$	zäh
< 5	sehr zäh

Tabelle 5.5: Spaltzugversuch – Zähigkeits-Attribute nach Thuro [62]

5.5.5 Plausibilität der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse aus den Spaltzugversuchen sind auf deren Plausibilität und Richtigkeit hin zu überprüfen. So kann z. B. die Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,sp}$ nach folgender Gleichung berechnet und kontrolliert werden [1]:

$$\sigma_{t,sp}^* = \frac{2 \cdot F_B}{\pi \cdot d \cdot l} \quad (5.11)$$

Durch einen Vergleich der berechneten Festigkeiten $\sigma_{t,sp}^*$ mit den gegebenen Festigkeiten $\sigma_{t,sp}$, können mögliche Fehler im Datensatz ausgemacht werden. Unterscheidet sich die Spaltzugfestigkeit aus dem Prüfprotokoll $\sigma_{t,sp}$ von der berechneten Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,sp}^*$ um mehr als 10% (Annahme), werden die Ergebnisse aus dem Spaltzugversuch verworfen.

5.6 Weitere Laborversuche

5.6.1 Dichtebestimmung

Die Dichte ρ wurde an allen Prüfkörpern aus den einaxialen und triaxialen Druckversuchen bestimmt. Diese können ohne Einschränkung für die Datenauswertung verwendet werden.

5.6.2 Schallgeschwindigkeitsmessung

Die Durchschallungsgeschwindigkeit v_c wurde an allen Prüfkörpern aus den einaxialen und dreiaxialen Druckversuchen bestimmt, wobei die Messungen vor den eigentlichen Druckversuchen am intakten Prüfkörper mit einem Ultraschall-Prüfgerät durchgeführt wurden.

Die Ultraschallprüfung kann zum einen bei homogenen isotropen Gesteinsproben zur Ermittlung des dynamischen Elastizitätsmoduls E_{dyn} nach Gleichung (5.12) [36] und zum anderen für die Bestimmung der Prüfkörperbeschaffenheit (Fehlstellen, Mikrorisse) herangezogen werden. Unterschiede in den Ergebnissen einaxialer und triaxialer Druckversuche von Prüfkörpern, welche bezüglich deren Abmessungen und Gefügeorientierung ähnlich sind und sich äußerlich kaum unterscheiden, können durch einen Vergleich der Durchschallungsgeschwindigkeit v_c

bzw. des dynamischen Elastizitätsmoduls E_{dyn} (Indikatoren für die Prüfkörperbeschaffenheit) womöglich erklärt werden.

$$E_{dyn} = v_c^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (5.12)$$

wobei

v_c	Durchschallungsgeschwindigkeit [km/s]
E_{dyn}	Dynamischer Elastizitätsmodul des intakten Gesteins [GPa]
ν	Poissonzahl [-]
ρ	Dichte des Gesteins [kg/dm ³]

Die Ergebnisse aus Ultraschallprüfungen werden jedoch durch folgende Faktoren stark beeinflusst [5, 63]:

- Wassergehalt
- Verwitterungsgrad
- Anisotropie (Gefügebraumprägung und -orientierung)
- Prüfkörperform und -abmessungen
- Korngröße

Die Durchschallungsgeschwindigkeit v_c ist umso höher, je größer die Prüfkörperabmessungen, je geringer der Verwitterungsgrad, je weniger Hohlräume (Poren, Fehlstellen, Mikrorisse) im Gestein und gleichzeitig je mehr dieser Hohlräume mit Wasser gefüllt sind (Sättigungsgrad). Bei geschichteten bzw. geschichteten Gesteinen (richtungsorientiertes Gefüge) kann sich die elastische Schallwelle parallel zum Gefüge schneller ausbreiten als quer dazu. Wird die Durchschallungsgeschwindigkeit an einem Prüfkörper im gesättigten Zustand gemessen, geht der Einfluss einer möglichen Anisotropie zum Teil verloren [63].

Die von der ASTM [5] geforderte Prüfkörperschlankheit von $l/d < 5,0$ wird von allen Prüfkörpern aus einaxialen und triaxialen Druckversuchen erfüllt.

5.6.3 Wassergehaltsbestimmung

Der Wassergehalt kann grundsätzlich einen großen Einfluss auf die Versuchsergebnisse haben [13]. Dies trifft aber hauptsächlich auf sehr feinkörnige Festgesteine (z. B. Serizitphyllit), Störungsgesteine und Lockergesteine zu. Die Bestimmung des Wassergehaltes wurde nur an wenigen Prüfkörpern durchgeführt, eine Korrelation zwischen den Versuchsergebnissen und dem Wassergehalt kann demnach nur schwer herausgefunden werden. Folglich wird dessen Einfluss auf die Ergebnisse nicht berücksichtigt.

5.7 Zusammenfassung

In den nachfolgenden Tabellen sind die Anforderungen an die Prüfkörper und jene Aufbereitungsmaßnahmen für die jeweiligen Laborversuche angeführt, welche im Hinblick auf die zur Verfügung stehenden Informationen für die vorliegende Arbeit überprüft und durchgeführt werden können.

Einaxialer Druckversuch		
Versuchsparameter	Kriterien	Erläuterung s. Kapitel
Prüfkörperabmessungen	Die Abmessungen des kreiszylindrischen Prüfkörpers müssen folgende Werte aufweisen: $d \geq 50 \text{ mm}$ $1,0 \leq l/d \leq 2,5$	5.2.1
Belastungsrichtung	Die Festigkeit $\sigma_{c,i}$ ist bei einer Schlankheit von $l/d \leq 2,0$ nach Gleichung (5.1) abzumindern. Die Verformungskenngrößen E_i , V und ν sind bei einer Schlankheit von $l/d < 1,5$ zu verwerfen.	5.2.2
Verformungskenngrößen	Die Gefügeorientierung ist für jeden einzelnen Prüfkörper zu ermitteln und der Kategorie „Gefüge normal zur Belastungsrichtung (x_{\perp})“ oder „Gefüge parallel zur Belastungsrichtung (x_{\parallel})“ zuzuweisen. Ergebnisse von Prüfkörper mit einer Gefügeorientierung schräg zur Belastungsrichtung (x_{\parallel}) sind zu verwerfen. Ergebnisse von Prüfkörper mit unterschiedlicher Gefügeorientierung dürfen nicht miteinander verglichen werden.	5.2.3
Bruchbild	Für jeden einzelnen Prüfkörper ist der Spannungsbereich der Be- und Entlastungsschleife zu ermitteln und der Kategorie „Spannungsbereich 0 (x_0)“, „Spannungsbereich 1 (x_1)“ oder „Spannungsbereich 2 (x_2)“ zuzuweisen. Verformungskenngrößen E_i , V und ν , welche bei einem unterschiedlichen Spannungsintervall σ'_u/σ'_o ermittelt wurden, dürfen nicht miteinander verglichen werden.	5.2.4
Poissonzahl	Von jedem Prüfkörper ist die Bruchausbildung zu überprüfen. Ergebnisse von Prüfkörpern, deren Bruchbilder auf ein vorzeitiges Versagen schließen lassen, sind für die Datenauswertung nicht heranzuziehen und zu verwerfen.	5.2.6
Dynamischer E-Modul	Wird für die Poissonzahl ein Wert von $\nu > 0,5$ ermittelt, sind die Versuchsergebnisse zu verwerfen.	5.2.6
	Für jeden Prüfkörper ist der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} nach Gleichung (5.12) zu bestimmen.	5.6.2

Tabelle 5.6: Einaxialer Druckversuch – Datenaufbereitung

Triaxialer Druckversuch		
Versuchsparameter	Kriterien	Erläuterung s. Kapitel
Prüfkörperabmessungen	Die Abmessungen des kreiszylindrischen Prüfkörpers müssen folgende Werte aufweisen: $d \geq 50 \text{ mm}$ $1,5 \leq l/d \leq 2,5$	5.3.1
Belastungsrichtung	Die Gefügeorientierung ist für jeden einzelnen Prüfkörper zu ermitteln und der Kategorie „Gefüge normal zur Belastungsrichtung (x_{\perp})“ oder „Gefüge parallel zur Belastungsrichtung (x_{\parallel})“ zuzuweisen. Ergebnisse von Prüfkörper mit einer Gefügeorientierung schräg zur Belastungsrichtung (x_{\parallel}) sind zu verwerfen. Ergebnisse von Prüfkörper mit unterschiedlicher Gefügeorientierung dürfen nicht miteinander verglichen werden.	5.3.2
Verformungskenngrößen	Für jeden einzelnen Prüfkörper ist der Spannungsbereich der Be- und Entlastungsschleife zu ermitteln und der Kategorie „Spannungsbereich 0 (x_0)“, „Spannungsbereich 1 (x_1)“ oder „Spannungsbereich 2 (x_2)“ zuzuweisen. Verformungskenngrößen E_i , V und ν , welche bei einem unterschiedlichen Spannungsintervall σ'_u/σ'_o ermittelt wurden, dürfen nicht miteinander verglichen werden.	5.3.3
Poissonzahl	Wird für die Poissonzahl ein Wert von $\nu > 0,5$ ermittelt, sind die Versuchsergebnisse zu verwerfen.	5.3.5
Dynamischer E-Modul	Für jeden Prüfkörper ist der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} nach Gleichung (5.12) zu bestimmen.	5.6.2

Tabelle 5.7: Triaxialer Druckversuch – Datenaufbereitung

Scherversuch		
Versuchsparameter	Kriterien	Erläuterung s. Kapitel
Scherfläche	Die Scherebene muss eine Mindestfläche aufweisen von: $A \geq 19 \text{ cm}^2$	5.4.2
Belastungsrichtung	Die Ergebnisse aus Scherversuchen an intakten Prüfkörpern sind bei einer Scherrichtung parallel zum Gefüge den Trennflächenkennwerten und bei einer Scherrichtung schräg oder normal zum Gefüge den intakten Gesteinskennwerten zuzuordnen.	5.4.1, 5.4.3
Kluftsteifigkeit	Für jeden einzelnen Prüfkörper aus CNS-Versuchen ist die Kluftschersteifigkeit k_s zu ermitteln. Dabei sind die Punkte im s - τ Diagramm zur Bestimmung des Sekantenmoduls so zu wählen, dass dieser repräsentativ für den charakteristischen Verformungsverlauf ist.	5.4.4
Dilatationswinkel	Die Ergebnisse aus CNS-Versuchen sind bei einem Dilatationswinkel von $i < 0$ zu verwerfen.	5.4.5

Tabelle 5.8: Scherversuch – Datenaufbereitung

Spaltzugversuch		
Versuchsparameter	Kriterien	Erläuterung s. Kapitel
Prüfkörperabmessungen	Die Abmessungen des kreiszylindrischen Prüfkörpers müssen folgende Werte aufweisen: $d \geq 50 \text{ mm}$ $l/d = 0,5 \pm 0,2$	5.5.1
Belastungsrichtung	Es dürfen nur Einzelergebnisse gleicher Versuchsanordnung entsprechend Abbildung 5.9 miteinander verglichen werden.	5.5.2
Zähigkeit	Jedem Prüfkörper eines Spaltzugversuches ist eine einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ zur Bestimmung der Zähigkeit Z zuzuordnen.	5.5.4
Spaltzugfestigkeit	Vergleich der berechneten Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,sp}^*$ mit der gegebenen Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,sp}$. Bei einem Unterschied von mehr als 10% (Annahme) sind die Versuchsergebnisse zu verwerfen.	5.5.5

Tabelle 5.9: Spaltzugversuch – Datenaufbereitung

5.8 Bereinigte Daten

Von den ursprünglich 341 Laborversuchsergebnissen stehen nach der Datenaufbereitung 281 Laborversuchsergebnisse für die geotechnische Planung zur Verfügung. Eine detaillierte Auflistung der ausgeschiedenen und verbleibenden Datensätze einschließlich einer kurzen Erläuterung den Ausschlussgrund betreffend ist in Tabelle 5.10 angeführt.

Schritt	Erläuterung	ausgeschiedene Datensätze	verbleibende Datensätze
0	Ausgewählte Datensätze aus dem Repertoire des Institutes für Felsmechanik und Tunnelbau entsprechend den Gesteinsarten in den GB A, B und C (siehe Kapitel 4.4).	-	341
1	Die Prüfkörperabmessungen entsprechen nicht den Anforderungen.	14	327
2	Frühzeitiges Versagen des Prüfkörpers vor Erreichen der eigentlichen Festigkeit.	8	319
3	Gefügeorientierung des Prüfkörpers von einaxialen oder triaxialen Druckversuchen verläuft schräg zur Belastungsrichtung.	16	303
4	Versuchsanordnung beim Spaltzugversuch unbestimmt.	13	290
5	Unrealistische Ergebnisse.	9	281

Tabelle 5.10: Zusammenfassung – Datenaufbereitung

Die Aufbereitung der Laborversuchsergebnisse wurde mit dem Softwareprogramm Excel der Firma Microsoft Corporation durchgeführt. Die ausgeschiedenen Datensätze wurden in der Excel-Datei entsprechend der Farbkodierung der Schritte 1 – 5 in Tabelle 5.10 farbig hinterlegt. Auf diese Weise kann eine nachvollziehbare Planung gewährleistet werden.

6 Gebirgscharakterisierung

Auf Basis der aufbereiteten Labordaten (siehe Kapitel 5) wird im Rahmen dieser Arbeit eine mögliche Herangehensweise für die Charakterisierung der fiktiven Gebirgsbereiche A, B und C (siehe Kapitel 4) aufgezeigt.

Erster und vermutlich wichtigster Schritt der Gebirgscharakterisierung ist die Bestimmung der Gebirgsarten (im Folgenden kurz als GA bezeichnet). Vergleicht man den schematischen Ablaufplan der geotechnischen Planung im Sinne der Richtlinie (Abbildung 3.2 und 3.4, siehe Seite 5 bzw. 9), so entspricht die Bestimmung der GA den ersten beiden Stufen (farbig hinterlegt) der geotechnischen Planung. Diese stellen das Fundament für alle weiteren Berechnungen dar und sind dementsprechend sorgfältig auszuarbeiten. Werden falsche oder zweifelhafte Annahmen getroffen oder in geotechnischer Hinsicht relevante Gebirgseigenschaften außer Acht gelassen, kann dies beispielsweise zu einem Überschätzen der Gebirgsqualität und als Folge zu einem Unterschätzen der Verformungen führen. Ein im weiteren Verlauf der geotechnischen Planung zu schwach dimensionierter Ausbau kann letztendlich in einem Versagen der Stützung, in teuren Reparaturen und in einer Nachprofilierung resultieren [28].

Mit dem Ziel, eine nachvollziehbare Gebirgscharakterisierung zu gewährleisten, wird jede Annahme, Überlegung, Schlussfolgerung und Entscheidung dokumentiert. Eine saubere Struktur, selbsterklärende Tabellen und Diagramme sowie eine ausführliche Dokumentation im Hintergrund helfen einerseits dem Projektgenieur, welcher die geotechnische Planung durchzuführen hat, nicht den Überblick zu verlieren und erleichtern andererseits denjenigen Fachleuten (z. B. Planung), welche mit den Ergebnissen der geotechnischen Planung ihren Beitrag zur Projektabwicklung leisten müssen, ihre Arbeit [56].

Bei der Gebirgscharakterisierung ist die Tatsache zu berücksichtigen, dass, auch wenn man die zur Verfügung stehenden Unterlagen als gegeben ansehen muss, diese mit Unsicherheiten behaftet sind. Das geologische Modell zum Beispiel beruht auf einer geologischen Geländekartierung, geophysikalischen Oberflächenmessungen und im Vergleich zur Größe des zu modellierenden Projektgebietes nur punktuell verteilten Kernbohrungen. Die Ergebnisse aus diesen Erkundungsmaßnahmen werden für die Modellierung des gesamten Projektraumes herangezogen, wobei diese vor allem zu Beginn eines Projektes unzureichend für eine repräsentative Darstellung der Gebirgscharakteristik sind. Vom Geologen sind aufgrund dessen genauso Annahmen und Vereinfachungen zu treffen. Abweichungen vom prognostizierten geologischen Modell sind demnach in der geotechnischen Planung nicht auszuschließen.

Außerdem hat die Gebirgscharakterisierung so zu erfolgen, dass alle in geologischer und geotechnischer Hinsicht relevanten Aspekte berücksichtigt werden können und eine Anpassung der erarbeiteten Daten an neue Erkenntnisse aus Erkundungsmaßnahmen in allen Projektphasen (vgl. Abbildung 3.1 auf Seite 4) möglich ist [21].

Stehen für die Bestimmung der GA bzw. für die geotechnische Planung im Allgemeinen zu wenig Informationen und Daten zur Verfügung, dies ist vor allem zu Beginn eines Projektes möglich, so kann zum Beispiel auf Unterlagen bereits abgeschlossener oder noch laufender Projekte, bei denen ähnliche Verhältnisse vorliegen, zurückgegriffen werden. Ist auch dies nicht möglich, so sind auf Basis einer Literaturrecherche oder von Erfahrungswerten plausible Annahmen zu treffen.

6.1 Beschreibung der Gebirgsbereiche

Im Vorfeld ist das Gebirge auf Grundlage der zur Verfügung stehenden Informationen und Unterlagen (z. B. baugelogischer Längenschnitt, hydrogeologischer Bericht, div. Gutachten) zu beschreiben. Welche Gesteine liegen im Projektgebiet vor? Wie stark ist das Trennflächengefüge ausgeprägt? Wo werden größere Störungszonen vermutet? Inwieweit wurde das Gestein durch tektonische Vorgänge beansprucht? Die Erkenntnisse, welche aus der Gebirgsbeschreibung gewonnen werden, sind für die Definition der Schlüsselparameter (siehe Kapitel 6.3) erforderlich.

Für Projekt Ingenieure mit keiner bis ungenügender geologischer Ausbildung bzw. Erfahrung stellen geologische Gutachten eine Hürde dar. Die Gutachten beinhalten meist eine Vielzahl an Begriffen, welche dem unerfahrenen Projekt Ingenieur nicht geläufig sind. Unbekannte Begriffe und deskriptive Merkmale bergen einen großen Interpretationsspielraum. Dabei sind Fehlinterpretationen möglich und können zu einem falschen Verständnis über das Gebirge führen:

Die Ausbildung der Gesteine variiert stark und oft kleinräumig.

Was bedeutet kleinräumig? 20 m? 50 m? Oder sogar 100 m? Rein qualitative Angaben sind zu quantifizieren sowie Annahmen und Überlegungen hinsichtlich des Gebirgsaufbaues, wie bereits des Öfteren angeführt, zu begründen und zu dokumentieren. Unklarheiten bezüglich dem Gebirgsaufbau sind durch die Zusammenarbeit mit Fachleuten aus den anderen Bereichen (z. B. Geologie, Hydrologie) zu beseitigen.

Umso wichtiger ist es für unerfahrene Projekt Ingenieure, sich mit den Gesteinen und dem Gebirge intensiv auseinanderzusetzen. Auf diese Weise erhält der Projekt Ingenieur im Laufe der geotechnischen Planung ein besseres Verständnis für den Baustoff der Tunnelbauer, dem „Gebirge“, und kann bereits durch einfache Überlegungen abschätzen, wie sich das Gebirge bei Ausbruch eines Hohlraumes möglicherweise verhalten wird.

Die Prüfkörper aus den Laborversuchen wurden vorab hinsichtlich deren Gesteinsart in Untergruppen aufgeteilt. Diese Untergruppen stellen bereits eine grobe Übersicht der zu charakterisierenden Gesteine dar und sind in geologischer Hinsicht in Tabelle 6.1 kurz beschrieben.

	Gestein	Gesteinsgruppe	Gesteinsfamilie	Beschreibung
1	Phyllit	Metamorphite	Schiefer	Feinschuppiger Schiefer mit deutlicher Schieferung und fein- bis mittelkörnigem Parallelgefüge.
2	Schiefer	Metamorphite	Schiefer	Grobschuppiger Schiefer mit deutlicher Schieferung und fein- bis mittelkörnigem Parallelgefüge.
3	Gneis	Metamorphite	Gneis	Paragneis (sedimentäres Ausgangsgestein) mit schwacher bis deutlicher Schieferung und grobkörnigem Parallelgefüge.
4	Karbonat	Chemisch-biogene Sedimentite oder Metamorphite	Kalkgestein oder Fels	Chemisches Verwitterungsprodukt (chemische oder biogene Gesteinszersetzung) mit deutlicher Schichtung und fein- bis grobkörnigem, kompaktem Gefüge oder durch Umkristallisation (Metamorphose) von Karbonatgestein entstandener massiger Marmor mit unregelmäßigem, mittel- bis grobkörnigem und kompaktem Gefüge.
5	Brekzie	Klastische Sedimentite	Psephite	Physikalisches Verwitterungsprodukt (mechanische Gesteinszerstrümmerung und Wiederverfestigung) aus eckigen Gesteinstrümmern und Bindemittel mit dichtem bis porösem, regellosem Gefüge.
6	Kataklasit	-	-	Mechanische Zerkleinerung (Katakklasis) der Ausgangsgesteine (Phyllit, Schiefer, Gneis, Karbonat, Brekzie) zu Kataklasit.

Tabelle 6.1: Geologische Beschreibung der zu charakterisierenden Gesteinsarten nach Schumann [57], Klammer & Höllen [38]

In den nachfolgenden Unterkapiteln sind die Annahmen und Überlegungen hinsichtlich des Gebirgsaufbaues für den GB A, GB B und GB C ergänzend zum Kapitel 4 (siehe Seite 10) angeführt. Für eine detailliertere Gebirgscharakterisierung ist selbstverständlich die Auswertung von weiteren Unterlagen erforderlich.

6.1.1 Karbonatgesteine im GB A

1. Gesteinszerlegung

Der Zerlegungsgrad der Gesteine nimmt aufgrund der stärkeren tektonischen Beanspruchung zum Nahbereich von Störungszonen hin zu.

2. Durchtrennungsgrad λ_i

Die Durchgängigkeit der Bankungs- bzw. Schichtungsflächen λ_{SS} wird entsprechend der Ausprägung der Bankungsflächen (undeutlich gebankt, deutlich gebankt, etc.) angenommen. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass die Durchtrennung der Bankungsflächen mit einer tektonisch stärkeren Beanspruchung und folglich mit dem Zerlegungsgrad zunimmt.

Hinsichtlich der Ausbildung der Kluftflächen wird die Annahme getroffen, dass die Kluftflächen das Trennflächengefüge dominieren und folglich eine größere Durchgängigkeit λ_K als die Bankungs- bzw. Schichtungsflächen aufweisen. Wie bei den Bankungsflächen wird davon ausgegangen, dass der Durchtrennungsgrad mit dem Zerlegungsgrad zunimmt.

3. Trennflächenöffnung

Wegen der großen Überlagerung im GB A (550–728 m) wird angenommen, dass das Trennflächengefüge im hohlraumnahen Bereich überwiegend geschlossen ist. Lediglich für die Trennflächen im Nahbereich von Störungszonen wird die Annahme getroffen, dass diese aufgrund der tektonischen Beanspruchung und folglich der Gefügauflockerung vorwiegend geöffnet und mit Verwitterungsprodukten gefüllt sind.

4. Verwitterung

Der Verwitterungsgrad des Trennflächengefüges ist abhängig von der Durchgängigkeit der Trennflächen. Je stärker die Trennflächen durchtrennt sind, desto eher konnten Flüssigkeiten und Gase bis in große Tiefen eindringen und zu einer mehr oder weniger starken Verwitterung (physikalisch oder chemisch) der Trennflächen (z. B. oxidierte Kluftbestege, lehmige Füllungen) und des umgebenden Gesteins führen.

5. Karst

Angesichts der Tatsache, dass für eine fortschreitende Verkarstung (lösungsbedingte Erweiterung des Trennflächengefüges zufolge korrosiver Lösung) eine ständige Zufuhr an kohlesäurehaltigem Wasser erforderlich ist [26], wird angenommen, dass das Ausmaß der lösungsbedingten Trennflächenenerweiterung vom Durchtrennungsgrad abhängig ist. Bei gering durchtrennten Kluftflächen kann Wasser weder zu- noch abfließen, folglich konnte es im Laufe der Zeit zu keiner Verkarstung entlang der Kluftflächen kommen.

Darüber hinaus ist das Ausmaß der Karsterscheinungen abhängig von der Gesteinsausbildung. Je kompakter das Gestein, desto widerstandsfähiger ist dieses gegen korrosive Lösung. Ungeachtet dessen muss bei Karbonatgesteinen lokal mit dm bis m großen Verkarstungshohlräumen entlang zusammenhängender Trennflächennetze gerechnet werden [56].

6. Kalzit

Die Bildung von sekundärem Kalzit (Sinterung) hat teilweise zu einer unvollständigen Wiederverheilung ursprünglich stärker durchtrennter Trennflächen geführt, wodurch sich die geringen Durchtrennungsgrade vor allem der massigen bzw. undeutlich gebankten Kalk-/Dolomitsteine ergeben.

7. Sulfat

Es wird angenommen, dass Sulfatmineral führende Gesteine, welche grundsätzlich zu Beton angreifenden Bergwässern führen können, im GB A nicht vorkommen.

8. Tropie des Gebirges

Unterscheiden sich die Bankungs- bzw. Schichtungsflächen (SS) und die Kluftflächen (K) hinsichtlich Durchtrennungsgrad und Beschaffenheit, so wird anisotropes Gebirgsverhalten angenommen. Störungsgesteine und -brekzien sind aufgrund der im Allgemeinen mechanisch kaum wirksamen Ausbildung des Trennflächengefüges und der starken Zerlegung annähernd isotrop.

9. Bewegungsbahnen

Das Trennflächengefüge wird vorrangig von den Kluftflächen dominiert. Deshalb wird angenommen, dass sich Bewegungsbahnen lediglich entlang der Kluftflächen ausgebildet haben. Wie in Kapitel 5.4.2 (siehe Seite 31) bereits erläutert, werden Unregelmäßigkeiten von Trennflächen durch eine intensive Scherung vollständig abgetragen und es bilden sich in Abhängigkeit des Ausgangsgesteins entweder kohäsive oder körnige Schichten. Für die Karbonatgesteine im GB A wird angenommen, dass Kluftflächen und diskrete Scherbahnen in stärker beanspruchten Bereichen aufgrund der Verwitterung vorwiegend kohäsive Bestege führen.

10. Störungszonen

Es wird angenommen, dass eine ausgeprägte Störungszone in eine Kern- und eine Übergangszone aufgeteilt werden kann. Die Kernzone wird von tektonisch vollständig entfestigten und stark verwitterten Kataklasiten aufgebaut. Zwischen der Kernzone und den kompetenten Dolomit-/Kalkgesteinen wird eine Übergangszone aus verfestigter Störungsbrekzie vermutet. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass Bewegungsbahnen in Störungszonen mechanisch kaum wirksam ausgebildet sind.

11. Karbonatische Brekzie/Störungsbrekzie

Bei den im GB A vorkommenden Brekzien wird aufgrund der unterschiedlichen Eigenschaften der Prüfkörper aus einaxialen und triaxialen Druckversuchen (äußeres

Erscheinungsbild, Festigkeits- und Verformungskennwerte) zwischen karbonatisch gebundenen Brekzien und sandig-schluffig (Annahme) gebundenen Störungsbrekzien unterschieden.

In tektonisch stark beanspruchten Bereichen wurde das Gesteinsgefüge teilweise durch eine unvollständige Kataklastik geschwächt. Aufgrund einer kalzitischen Wiederverheilung können die stark zerlegten Gesteine allerdings als karbonatisch gebundene Brekzie mit wiedererlangter Festigkeit vorliegen.

In Störungszonen sind die Gesteine überwiegend zu Kataklastit entfestigt. Zuzufolge der tektonischen Beanspruchung sind die Störungsgesteine häufig kompaktiert und können zusammen mit einer sandig-schluffigen Grundmasse eine unterschiedlich stark verfestigte Störungsbrekzie bilden.

12. Festigkeit

Es wird angenommen, dass die Gesteine in tektonisch stärker beanspruchten Abschnitten kleinstückiger zerlegt sind, das Gefüge durch eine unvollständige Kataklastik geschwächt und der Scherwiderstand der Trennflächen aufgrund dem erhöhtem Verwitterungsgrad stark reduziert wurde. Folglich sind in stärker beanspruchten Abschnitten geringere Festigkeiten anzunehmen. Die Festigkeit von Störungsbrekzien variiert mit dem Verfestigungs- und Verwitterungsgrad.

13. Quellpotential

Quellfähige Tonminerale werden ausschließlich in ausgeprägten Störungszonen vermutet.

6.1.2 Metamorphe Gesteine im GB B und GB C

1. Gesteinszerlegung

Der Zerlegungsgrad der Gesteine nimmt aufgrund der stärkeren tektonischen Beanspruchung zum Nahbereich von Störungszonen hin zu.

2. Durchtrennungsgrad λ_i

Die Durchgängigkeit der Schieferungsflächen λ_{SF} wird entsprechend der Ausprägung der Schieferungsflächen (undeutlich geschiefert, deutlich geschiefert, etc.) angenommen. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass die Durchtrennung der Schieferungsflächen mit einer tektonisch stärkeren Beanspruchung und folglich mit dem Zerlegungsgrad zunimmt.

Aufgrund der Tatsache, dass eine tektonische Beanspruchung in beiden GB zu einer schieferungsparallelen Scherung geführt hat, stellen die Schieferungsflächen das dominante Gefügemerkmal dar. Folglich wird angenommen, dass die Durchgängigkeit der Klüftflächen λ_K geringer ist als jene der Schieferungsflächen. Wie bei den Schieferungsflächen wird davon ausgegangen, dass der Durchtrennungsgrad mit dem Zerlegungsgrad zunimmt.

3. Trennflächenöffnung

Es wird angenommen, dass die Schieferungsflächen als auch die Klufflächen überwiegend geschlossen sind.

4. Metamorphe Überprägung

Es wird die Vermutung angestellt, dass das Gefüge der Gesteine im GB C als Resultat einer starken metamorphen Überprägung duktil stark deformiert (wellig, gefaltet, knickgefaltet) sind und sich dahingehend von den Gesteinen im GB B, die nur schwach metamorph überprägt wurden, unterscheiden. Des Weiteren wird angenommen, dass das Ausmaß der metamorphen Überprägung in beiden GB aufgrund der tektonischen Beanspruchung zum Nahbereich von Störungszonen hin zunimmt.

5. Tropie des Gebirges

Unterscheiden sich die Schieferungsflächen (SF) und die Klufflächen (K) hinsichtlich Durchtrennungsgrad und Beschaffenheit, so wird anisotropes Gebirgsverhalten angenommen.

Darüber hinaus wurde das Gebirge in den GB B und C hauptsächlich parallel zur Schieferung geschert. Folglich wurden die Schieferungsflächen im Vergleich zu den Klufflächen stärker beansprucht. Es wird daher angenommen, dass das Gebirge bevorzugt entlang der Schieferungsflächen versagt und somit generell anisotropes Verhalten vorliegt.

6. Bewegungsbahnen

Das Trennflächengefüge wird vorrangig von den Schieferungsflächen dominiert. Deshalb wird angenommen, dass sich Bewegungsbahnen lediglich entlang der Schieferungsflächen ausgebildet haben. Diese sind in stärker beanspruchten Bereichen und bevorzugt entlang phyllitischer bzw. graphitischer Schichtpakete in Form von schieferungsparallelen Scherbahnen anzutreffen. Wie in Kapitel 5.4.2 (siehe Seite 31) bereits erläutert, werden Unregelmäßigkeiten von Trennflächen durch eine intensive Scherung vollständig abgetragen und es bilden sich in Abhängigkeit des Ausgangsgesteins entweder kohäsive oder körnige Schichten. Für die metamorphen Gesteine in den GB B und C wird angenommen, dass diskrete Scherbahnen in stärker beanspruchten Bereichen vorwiegend körnige und lokal kohäsive Bestege führen und teilweise als Harnischflächen ausgebildet sind.

7. Störungszonen

Die Störungszonen verlaufen entsprechend der bevorzugten Scherrichtung in beiden GB vorwiegend schieferungsparallel und es wird angenommen, dass ausgeprägte Störungszonen in eine Kern- und eine Übergangszone aufgeteilt werden können. Die Kernzone enthält überwiegend kompaktierte Kataklasite, wohingegen die Übergangszone wechselweise von stärkeren Kataklasit führenden Bewegungsbahnen und geschonten Gebirgsabschnitten mit tw. mürbe gescherten Gesteinsanteilen (reduzierter Kornverband) aufgebaut wird.

8. Quarzreiche und graphitische Varietäten

Quarzreiche und graphitische Varietäten kommen in den GB nur untergeordnet als geringmächtige Lagen vor. In geotechnischer Hinsicht äußert sich dies im Fall der quarzreichen Varietät (z. B. Quarzlagen, Gesteine mit erhöhtem Quarzgehalt) vor allem in einer höheren Abrasivität und im Fall der graphitreichen Varietät (z. B. Gesteine mit erhöhtem Graphitgehalt) in einer reduzierten Scherfestigkeit.

9. Festigkeit

Es wird angenommen, dass stark gescherte Schichten in tektonisch beanspruchten Abschnitten der GB B und C einen mürben Gesteinscharakter aufweisen und folglich geringere Festigkeiten aufweisen. Zusätzlich ist von ungünstigeren Trennflächeneigenschaften (z. B. schmierige Bestege) in tektonisch beanspruchten Abschnitten auszugehen, da die Scherung bevorzugt entlang phyllitischer bzw. graphitischer Schichtpakete stattfand.

10. Quellpotential

Quellfähige Tonminerale werden ausschließlich in ausgeprägten Störungszonen vermutet.

6.2 Datenauswertung

In Kapitel 5 (siehe ab Seite 14) wurden die Labor Versuchsergebnisse bereits hinsichtlich den Anforderungen an die Versuchsanordnung und an die Prüfkörperabmessungen sowie auf ein frühzeitiges Versagen des Prüfkörpers vor Erreichen der tatsächlichen Festigkeit überprüft, wodurch die Unsicherheiten im Datensatz verringert werden konnten. Des Weiteren wurden die verbleibenden Daten auf deren Plausibilität und Richtigkeit hin überprüft (Ausschluss unrealistischer Ergebnisse) und derart aufbereitet, dass die einzelnen Ergebnisse miteinander vergleichbar sind (Belastungsrichtung, Spannungsintervall). Für die weiterführende Gebirgscharakterisierung sind mögliche Unstimmigkeiten und Differenzen in den Ergebnissen auszumachen und weitere Schritte zur Verringerung der Unsicherheiten im Datensatz (z. B. Modifikation der Ergebnisse) zu setzen.

Kann die Ursache von Unstimmigkeiten oder Differenzen nicht festgestellt werden, so darf das jeweilige Ergebnis nicht ohne Weiteres ausgeschlossen werden. Zuvor ist eine Rücksprache mit dem Laboratorium oder dem Geologen notwendig. Letztendlich sollen verlässliche Gesteins- und Trennflächenkennwerte [56] für eine wirtschaftlich und technisch vernünftige geotechnische Planung zur Verfügung stehen.

6.2.1 Triaxialer Druckversuch

Aus den Daten von triaxialen Druckversuchen können zum einen die Hoek-Brown Parameter $\sigma_{c,i}^{HB}$, m_i und $\sigma_{t,i}$ und zum anderen die Mohr-Coulomb Parameter φ_i und c_i gewonnen werden. Die Gleichungen für die Auswertung der Messwerte aus triaxialen Druckversuchen sind im Anhangskapitel F.5 (siehe Seite 133) angeführt.

Die Parameter φ_i , c_i und $\sigma_{c,i}$ sollten entsprechend dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium generell im Einklang zueinander stehen:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi_i}{1 - \sin \varphi_i} + \frac{2 \cdot c_i \cdot \cos \varphi_i}{1 - \sin \varphi_i} \rightarrow \sigma'_3 = 0 \rightarrow \sigma_{c,i}^{MC} = 2 \cdot c_i \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_i}{2} \right) \quad (6.1)$$

$$\sigma_{c,i}^{MC} \approx \sigma_{c,i}^{HB} \quad (6.2)$$

Bei einigen Ergebnissen aus triaxialen Druckversuchen ist dies jedoch nicht der Fall. So zum Beispiel bei einem Dolomitstein. Dessen Ergebnisse sind:

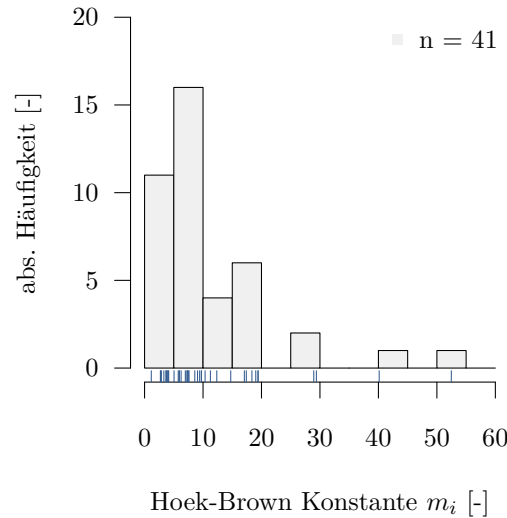
- Hoek-Brown Parameter:
 - $\sigma_{c,i}^{HB} = 27,37$ MPa
 - $m_i = 40,13$
 - $\sigma_{t,i} = -0,87$ MPa
- Mohr-Coulomb Parameter:
 - $c_i = 10,35$ MPa
 - $\varphi_i = 49,47^\circ$

Die nachfolgende Berechnung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}^{MC}$ nach Gleichung (6.1) zeigt, dass diese weitaus größer ist als die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}^{HB}$ über das Hoek-Brown Kriterium.

$$\sigma_{c,i}^{MC} = 2 \cdot 10,35 \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{49,47}{2} \right) = 56,06 \text{ MPa} \gg \sigma_{c,i}^{HB} = 27,37 \text{ MPa} \quad (6.3)$$

Demnach könnte es sein, vorausgesetzt die Druckfestigkeit mit $\sigma_{c,i}^{HB} = 27,37$ MPa stimmt, dass die Festigkeitsparameter φ_i , c_i und die daraus berechnete einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}^{MC}$ die tatsächliche Gesteinsfestigkeit völlig überschätzt. Die Ergebnisse aus triaxialen Druckversuchen sind von der Datenauswertung durch das Laboratorium abhängig. Je nachdem wie die Hoek-Brown Bruchbedingung im σ'_1 - σ'_3 Diagramm an die Mohr'schen Spannungskreise der jeweiligen Laststufen angepasst wird, ergeben sich unterschiedliche Ergebnisse für $\sigma_{c,i}^{HB}$, m_i und $\sigma_{t,i}$.

Vergleicht man des Weiteren die berechneten Werte der Hoek-Brown Konstante m_i mit den von Hoek [32] vorgeschlagenen Werten in Abhängigkeit von der Gesteinsart (siehe Tabelle F.2 auf Seite 135), so sollte der berechnete Wert zumindest näherungsweise innerhalb der vorgeschlagenen Bandbreite liegen. In Abbildung 6.1 sind alle Werte der Hoek-Brown Konstante m_i aus den triaxialen Druckversuchen in einem Histogramm aufgetragen. 95% aller Werte befinden sich, unabhängig von der Gesteinsart, innerhalb der von Hoek [32] vorgeschlagenen Bandbreite von $m_{i,min} = 2$ bis $m_{i,max} = 35$. Lediglich zwei Werte liegen außerhalb der Bandbreite.

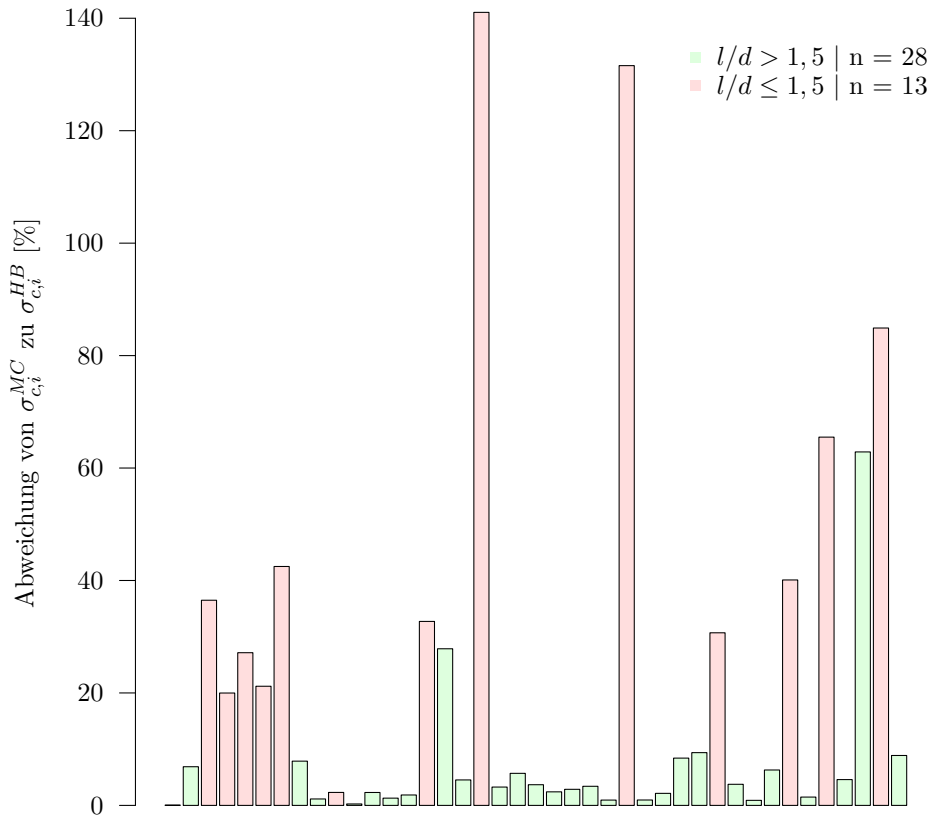
Abbildung 6.1: Triaxialer Druckversuch – Histogramm der Hoek-Brown Konstante m_i

Im Rahmen der Datenauswertung hat sich gezeigt, dass die Hoek-Brown Konstante m_i dann überhöhte Werte annimmt sowie die Kennwerte φ_i und c_i und die daraus berechnete einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}^{MC}$ nach dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium mit der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}^{HB}$ nach dem Hoek-Brown Kriterium vor allem dann nicht übereinstimmen und das Fitten der Hoek-Brown Bruchgerade an die Mohr'schen Spannungskreise vermutlich seine Grenze erreicht, wenn das l/d -Verhältnis der Prüfkörper aus triaxialen Druckversuchen verhältnismäßig klein ist. Zur Veranschaulichung sind hierfür die Abweichungen von $\sigma_{c,i}^{MC}$ zu $\sigma_{c,i}^{HB}$ aller triaxialer Druckversuche (vor der Datenaufbereitung in Kapitel 5) nach Gleichung (6.4) in Abbildung 6.2 dargestellt.

$$\Delta\sigma_{c,i} = \left(\frac{\sigma_{c,i}^{MC}}{\sigma_{c,i}^{HB}} - 1 \right) * 100 \text{ [%]} \quad (6.4)$$

Die Abweichung von $\sigma_{c,i}^{MC}$ zu $\sigma_{c,i}^{HB}$ ist bei 26 der 28 Prüfkörper (ca. 93% der Prüfkörper) mit einem Verhältnis von $l/d > 1,5$ (hellgrüne Säulen) geringer als 20%. Demgegenüber ist die Abweichung bei 11 der 13 Prüfkörper (ca. 85% der Prüfkörper) mit einem Verhältnis von $l/d \leq 1,5$ (hellrote Säulen) größer als 20% und vier Prüfkörper weisen sogar eine Abweichung von mehr als 60% auf.

Für die vorliegende Gebirgscharakterisierung wird die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}^{HB}$ aus dem Hoek-Brown Kriterium als gegeben angesehen und die Mohr-Coulomb Parameter φ_i und c_i an die Bandbreite der einaxialen Druckfestigkeit der jeweiligen Gebirgsart angepasst. Die beiden überhöhten Werte der Hoek-Brown Konstante m_i werden durch Ergebnisse aus



Triaxiale Druckversuche

Abbildung 6.2: Triaxialer Druckversuch – Abweichungen zwischen den Mohr-Coulomb und den Hoek-Brown Parametern

Triaxialversuchen von Prüfkörpern mit derselben Gesteinsart (in diesem Fall Dolomitstein) ersetzt bzw. entsprechend der vorgeschlagenen Werte nach Hoek [32] abgeschätzt.

Da sowohl die Hoek-Brown Parameter als auch die Mohr-Coulomb Parameter aus Kurvenanpassungen ermittelt werden, ist eine Übereinstimmung bei der Druckfestigkeit nicht immer zu erwarten. Jedenfalls sind die Laborversuchsergebnisse vom Projektgenieur kritisch zu überprüfen und gegebenenfalls auszuschneiden, zu modifizieren oder zu ersetzen.

6.2.2 Scherversuch

Die Ergebnisse aus Scherversuchen mit steifigkeitskontrolliertem Versuchsablauf (CNS-Versuch) sind abhängig von der Auswertung der Versuchsdaten durch das Laboratorium. In Abbildung 6.3 ist beispielhaft ein σ - τ Diagramm eines CNS-Versuches dargestellt, welcher am

Institut für Felsmechanik und Tunnelbau durchgeführt wurde. Je nachdem wie die Bruchgerade an den Spannungspfad gefittet wird, ergeben sich unterschiedliche Scherparameter (φ_1 , c_1 bzw. φ_2 , c_2). Bei der Bestimmung der Gebirgsarten und bei der Zuordnung von Gesteins- und Trennflächenkennwerten sowie bei der Identifikation von Extremwerten (siehe Kapitel 6.2.4) ist diese Problematik zu berücksichtigen.

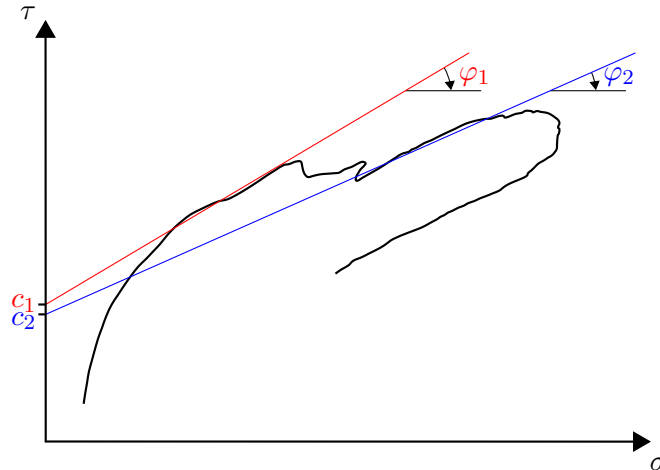


Abbildung 6.3: Scherversuch – Einfluss der Versuchsdatenauswertung auf die Ergebnisse

Für die Bestimmung der Gesteins- und Trennflächenwerte von Kataklasiten stehen neben den Ergebnissen von wenigen einaxialen Druckversuchen vorwiegend Ergebnisse aus Scherversuchen zur Verfügung. Wie in Kapitel 5.4.1 (siehe Seite 31) bereits erläutert, ist bei Scherversuchen an intakten Proben die Gefügeorientierung relativ zur Scherebene über das Foto im Prüfprotokoll abzuschätzen. Wurde parallel zur Schichtung/Schieferung geschert, entsprechen die Ergebnisse den Trennflächenkennwerten. Bei Scherversuchen schräg oder normal zum Gefüge entsprechen die Ergebnisse annähernd den intakten Gesteinskennwerten. Angesichts der Tatsache, dass Kataklasite kaum Schichtungs- oder Schieferungsflächen aufweisen und eine Bestimmung der Gefügeorientierung über das Foto nicht möglich war, werden alle Ergebnisse aus Scherversuchen an intakten Proben zu den Gesteinskennwerten hinzugezählt.

6.2.3 Laboransprache

Während der Datenauswertung wurde ersichtlich, dass die Laboransprache der Prüfkörper zum Teil nicht mit den erwarteten Ergebnissen übereinstimmt. Dies wurde z. B. bei einem Prüfkörper offensichtlich, der im Prüfprotokoll als „Tektonische Brekzie“ angesprochen wird. Vergleicht man die zugehörigen Gesteinskennwerte und das Laborfoto dieses Prüfkörpers mit den restlichen als „Brekzie“ deklarierten Prüfkörper, so wird einem klar, dass die Ansprache des Prüfkörpers möglicherweise nicht zutreffend oder unvollständig ist und nicht der erwarteten Gesteinscharakteristik entspricht. Schlussendlich hat sich herausgestellt, dass es sich bei dem Prüfkörper um einen Dolomitscherkörper aus einer Brekzie handelt und folglich nicht zur Untergruppe der „Brekzien“ gehört, sondern vielmehr zur Untergruppe der „Karbonate“.

6.2.4 Gesamtüberblick zur Identifikation von Extremwerten

Im Zuge der Gebirgsbeschreibung (siehe Kapitel 6.1) wurden die Laborversuchsergebnisse bereits in sechs Untergruppen aufgeteilt, wobei sich diese in der Gesteinsart der Prüfkörper unterscheiden. Die Verteilungen der wichtigsten Gesteins- und Trennflächenkennwerte (E_i , V , $\sigma_{c,i}$, φ_i , c_i , φ_{TF} , c_{TF} , i_{TF}) der jeweiligen Untergruppe sind in Form von Histogrammen im Anhangskapitel A.3 (siehe Seite 123) dargestellt.

Anhand von Histogrammen erhält man sehr schnell einen Überblick über die Verteilung der jeweiligen Parameter und kann mögliche Extremwerte identifizieren. Bei den Phylliten zum Beispiel, die Verteilung von vier Kennwerten (E_i , V , $\sigma_{c,i}$, c_i) der Phyllite ist in Abbildung 6.4 dargestellt, weisen 15 der 16 Prüfkörper eine Kohäsion von $c_i < 30$ MPa auf. Bei einem Prüfkörper (Prüfkörper A in Abbildung 6.4) hingegen wurde über einen triaxialen Druckversuch für die Kohäsion des Gesteins ein Wert von $c_i = 63$ MPa ermittelt. Für denselben Prüfkörper ergeben sich im Vergleich mit den restlichen Ergebnissen gleichermaßen überhöhte Werte für den Elastizitätsmodul mit $E_{i,2} = 72$ GPa, für den Verformungsmodul mit $V_2 = 68$ GPa sowie für die einaxiale Druckfestigkeit mit $\sigma_{c,i} = 215$ MPa. Für einen weiteren Prüfkörper (Prüfkörper B in Abbildung 6.4) wurde mit einem einaxialen Druckversuch eine einaxiale Druckfestigkeit von $\sigma_{c,i} = 242$ MPa bestimmt, welche deutlich größer ist als die einaxiale Druckfestigkeit der restlichen Prüfkörper mit $\sigma_{c,i} < 110$ MPa.

Die Erfahrungen des Institutes für Felsmechanik und Tunnelbau zeigen zwar, dass Werte für den Reibungswinkel von $\varphi_i > 45^\circ$ und Werte für die Kohäsion von $c_i > 50$ MPa sehr unüblich sind, ungeachtet dessen ist bei der Identifikation und dem möglichen Ausschluss von Extremwerten behutsam vorzugehen. Bei einer sehr geringen Anzahl an verfügbaren Ergebnissen und einzelnen, von den „Normalwerten“ scheinbar divergierenden Werte („Extremwerte“), können diese nicht a priori ausgeschlossen werden. Stattdessen sollte man die Möglichkeit in Erwägung ziehen, dass die scheinbar extremen Werte eventuell repräsentativer für das Gestein sind und die vorschnell als „Normalwerte“ deklarierten Ergebnisse die tatsächlichen Gesteinseigenschaften weniger gut beschreiben [56].

Um zu klären, ob Phyllite mit solch hohen Festigkeits- und Verformungskennwerten im Projektabschnitt womöglich häufiger anzutreffen sind oder ob es sich um eine Ausnahme handelt, ist eine Rücksprache mit dem Geologen zwingend erforderlich. Stellt sich heraus, dass die Kennwerte für das zu charakterisierende Gebirge nicht repräsentativ sind, so sind die Extremwerte und die dazugehörigen Kennwerte, welche aus dem gleichen Laborversuch gewonnen wurden, von der Gebirgscharakterisierung auszuschließen.

In Tabelle 6.2 sind alle Extremwerte aufgelistet, welche bei der vorliegenden Gebirgscharakterisierung unberücksichtigt bleiben.

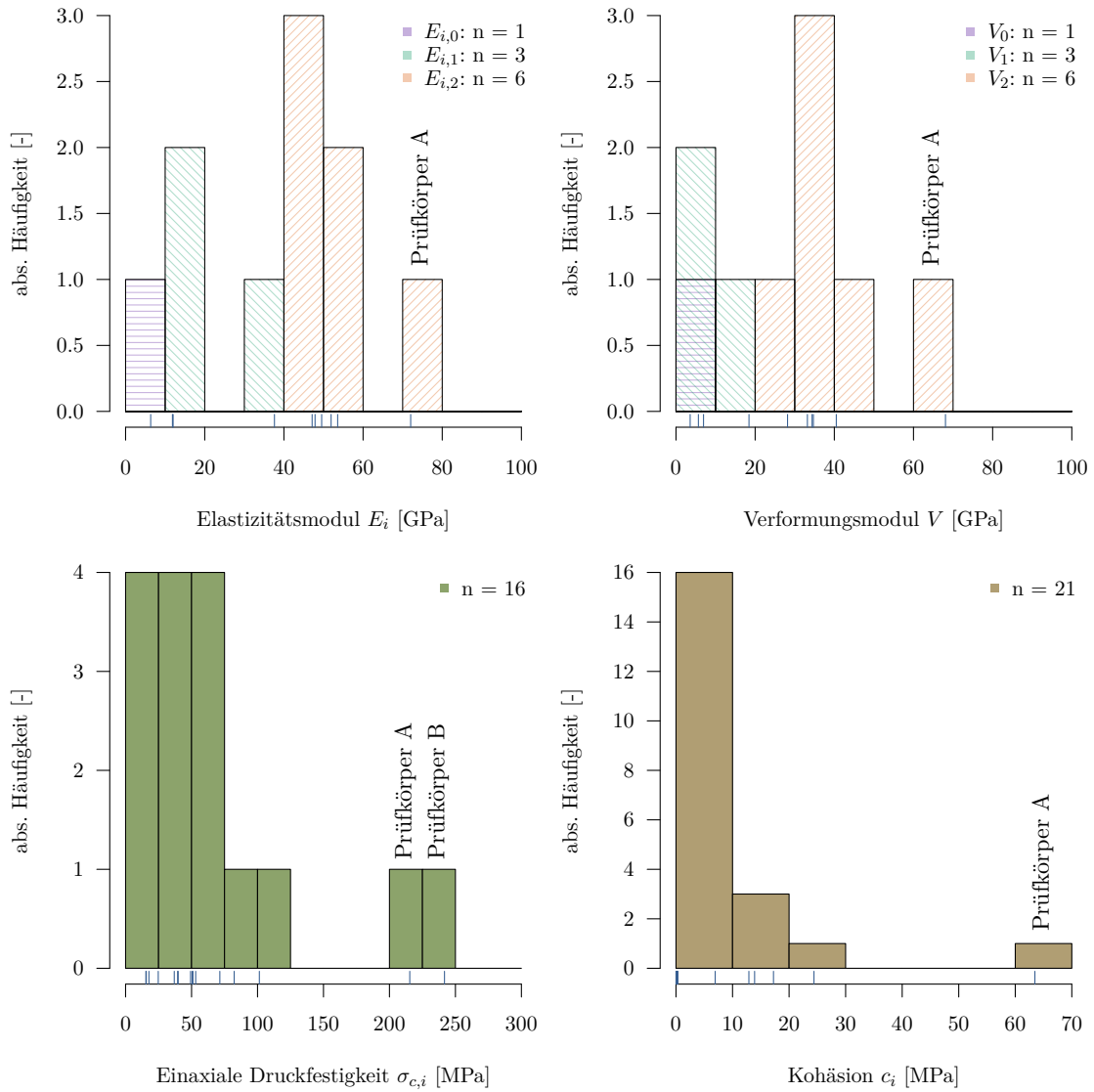


Abbildung 6.4: Datenauswertung – Verteilungen einiger Gesteinskennwerte der Phyllite (die Indizes bei den Verformungskenngrößen sind stellvertretend für die Kategorien des Spannungsbereiches, siehe Kapitel 5.2.3 auf Seite 23)

Gestein	Laborversuch	Extremwert	zugehörige Kennwerte
Phyllit	Einaxialer Druckversuch	$\sigma_{c,i} = 242 \text{ MPa}$	-
Phyllit	Triaxialer Druckversuch	$\sigma_{c,i} = 215 \text{ MPa}$ $c_i = 63 \text{ MPa}$	$\varphi_i = 29^\circ, \nu_2 = 0,15,$ $E_{i,2} = 72 \text{ GPa}, V_2 = 68 \text{ GPa}$
Phyllit	Scherversuch an intakter Probe	$\varphi_i = 61^\circ$	$c_i = 0,33 \text{ MPa}$
Phyllit	Scherversuch an intakter Probe	$\varphi_i = 52^\circ$	$c_i = 0 \text{ MPa}$
Schiefer	Triaxialer Druckversuch	$\sigma_{c,i} = 253 \text{ MPa}$ $c_i = 61 \text{ MPa}$	$\varphi_i = 39^\circ, \nu_2 = 0,06,$ $E_{i,2} = 48 \text{ GPa}, V_2 = 39 \text{ GPa}$
Schiefer	Einaxialer Druckversuch	$\sigma_{c,i} = 170 \text{ MPa}$	$E_{i,2} = 76 \text{ GPa}, V_2 = 66 \text{ GPa},$ $\nu_2 = 0,15$

Tabelle 6.2: Datenauswertung – Identifizierte Extremwerte (die Indizes bei den Verformungskenngrößen sind stellvertretend für die Kategorien des Spannungsbereiches, siehe Kapitel 5.2.3 auf Seite 23)

6.2.5 Mögliche Korrelationen

Stehen für die Gebirgscharakterisierung hinreichend Daten zur Verfügung, können mögliche Korrelationen zwischen zwei oder mehreren Kennwerten ermittelt werden. In Abbildung 6.5 sind zwei Streudiagramme dargestellt, welche den Zusammenhang einmal zwischen der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und der Prüfkörperteufe H (linkes Diagramm) sowie zwischen der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und dem Elastizitätsmodul E_i (rechtes Diagramm) veranschaulichen sollen.

Mit einem Streudiagramm wird ein möglicher Zusammenhang zwischen zwei Kennwerten auf Anhieb ersichtlich. Die Wertepaare im linken Diagramm (einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$, Teufe H) sind mehr oder weniger gleichmäßig verteilt und folgen keinem bestimmten Trend. Für die Gebirgscharakterisierung wird daher kein Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und der Teufe H angesetzt. Im rechten Diagramm (einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$, Elastizitätsmodul E_i) hingegen ist ein positiv linearer Trend erkennbar. Mit zunehmender einaxialer Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ nimmt auch der Elastizitätsmodul E_i zu. Dennoch wird der schwach ausgeprägte Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und dem Elastizitätsmodul E_i in der Gebirgscharakterisierung nicht berücksichtigt, da die Streuung zu groß ist. Der Elastizitätsmodul variiert z. B. bei einer einaxialen Druckfestigkeit von $\sigma_{c,i} \approx 70 \text{ MPa}$ zwischen $E_i \approx 20 \text{ GPa}$ und $E_i \approx 95 \text{ GPa}$.

Stehen für eine angemessene Korrelationsanalyse zu wenig Daten zur Verfügung oder ergibt sich aus einer Korrelationsanalyse mittels statistischer Methoden, dass kein signifikanter

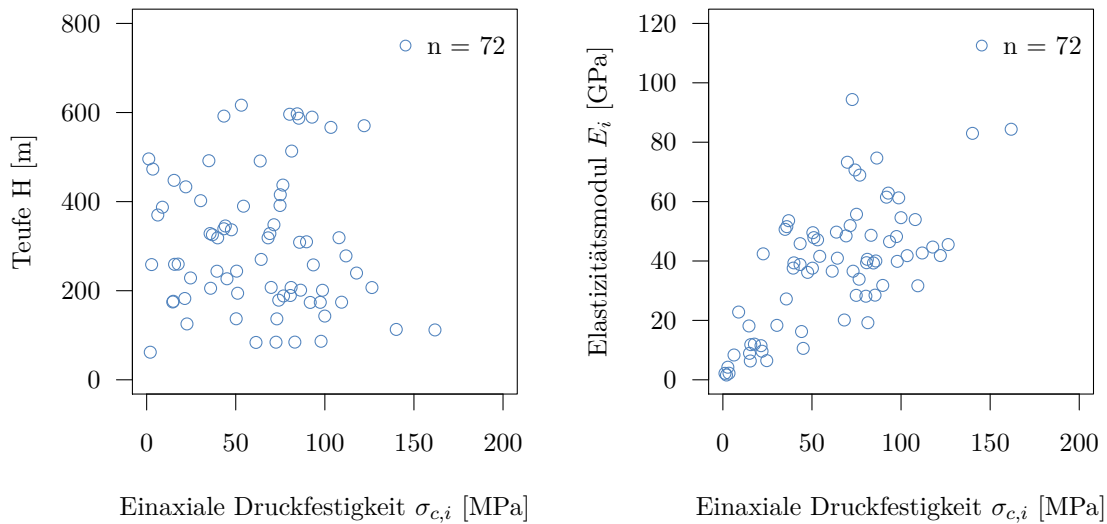


Abbildung 6.5: Zwei Streudiagramme zur Veranschaulichung möglicher Korrelationen

Zusammenhang zwischen den gegenübergestellten Kennwerten besteht, so ist in der Gebirgscharakterisierung kein Zusammenhang zu berücksichtigen. Andernfalls kann es zu falschen Ergebnissen und folglich zu einem Über- oder Unterschätzen der Gebirgscharakteristik kommen.

6.2.6 Verbleibende Daten

Nach Ausschluss der identifizierten Extremwerte stehen nunmehr 275 Laborversuchsergebnisse für die Bestimmung der GA zur Verfügung. In Tabelle 6.3 ist nochmals eine Auflistung der ursprünglich vorhandenen Datensätze und der nach der Datenaufbereitung und -auswertung verbleibenden Datensätze angeführt.

Schritt	Erläuterung	ausgeschiedene Datensätze	verbleibende Datensätze
0	Ausgewählte Datensätze aus dem Repertoire des Institutes für Felsmechanik und Tunnelbau.	-	341
1–5	Datenaufbereitung (siehe Kapitel 5).	60	281
6	Ausschluss von Extremwerten.	6	275

Tabelle 6.3: Zusammenfassung – Datenauswertung

6.3 Definition der Schlüsselparameter

Im nächsten Schritt sind, nachdem die Labordaten bereinigt und die Streuung der Gesteins- und Trennflächeneigenschaften festgestellt wurden, die Schlüsselparameter zu definieren. Schlüsselparameter sind in geotechnischer Hinsicht relevante (messbare) Kriterien zur Abgrenzung von GA, mit denen bereits im Vorfeld potentielle geotechnische Probleme identifiziert werden können [51].

Jedes geotechnische Bauwerk und insbesondere Tunnelbauwerke stellen stets einen Prototyp dar. Aufgrund der von Projekt zu Projekt unterschiedlichen Rahmenbedingungen hinsichtlich den geologischen, geotechnischen (z. B. Verhältnis von Primärspannung zur Gesteinsfestigkeit bei tiefliegenden Tunnelbauwerken) und hydraulischen Verhältnissen, den projektspezifischen Anforderungen sowie sonstigen örtlichen Einflussfaktoren und Randbedingungen, sind die Schlüsselparameter für jedes Bauvorhaben erneut zu überdenken. Die Schlüsselparameter sind somit gebirgs- und projektspezifisch und in Abhängigkeit der Komplexität der bestehenden Verhältnisse zu bestimmen [60].

Des Weiteren ist die Wahl der Schlüsselparameter abhängig von den zur Verfügung stehenden Informationen (Erkundungsmaßnahmen) und kann je nach Planungsphase (vgl. Abbildung 3.1 auf Seite 4) unterschiedlich sein [60]. Dennoch sind die Schlüsselparameter in erster Linie bereits in der ersten Planungsphase, der Machbarkeitsstudie, auf jene Weise festzulegen, dass das Gebirgsverhalten, mögliche Ausbruchs- und Sicherheitskonzepte und folglich die Bauzeit und die Baukosten hinreichend genau ermittelt werden können [53].

Bei der Wahl der Schlüsselparameter ist darauf zu achten, dass ausschließlich auf zuverlässige Daten (Fakten) zurückgegriffen wird [56], auch wenn dadurch nur ein „einfaches Modell“ vom Gebirge erstellt werden kann. Ein „komplexes Modell“ würde im Gegensatz dazu die Realität zwar besser widerspiegeln, jedoch sind hierfür mehr Eingangsparameter erforderlich. Werden Parameter trotz fehlender Kenntnis über deren tatsächliche Verteilung berücksichtigt, führt dies zu einer Erhöhung der Unsicherheiten in den Berechnungen [19].

Um eine geeignete Abgrenzung von Gebirgsarten bewerkstelligen zu können, sind logische und sinnvolle Grenzen für die jeweiligen Schlüsselparameter festzulegen. Es macht zum Beispiel keinen Sinn, die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ als Schlüsselparameter in den Intervallen [12, 14, 16, 18, . . . , 32] aufzuteilen, da es z. B. für das Gebirgsverhalten oder für die Baumethode in der Regel irrelevant ist, ob das Gestein eine einaxiale Druckfestigkeit von $\sigma_{c,i} = 12$ MPa oder von $\sigma_{c,i} = 14$ MPa aufweist.

Zusätzlich ist bei der Definition der Schlüsselparameter zwischen jenen Parametern zu unterscheiden, welche einerseits die Standsicherheit des Bauwerkes und andererseits den Vortrieb (z. B. Abrasivitätsindex CAI für den Verschleiß der Schneidwerkzeuge bei Tunnelbohrmaschinen oder die Zerstörungsarbeit W_z für die Lösbarkeit des Gesteins) bestimmen.

Mögliche Schlüsselparameter (u. a. Anisotropie, Kornbindung, Tonmineralgehalt) sind in der Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischen Vortrieb [60] sowie in Riedmüller & Schubert [51] angeführt.

Gesteinsart	Schlüsselparameter in puncto Standsicherheit									
	Gestein				Trennflächen					Gebirge
	Festigkeit	Verwitterung	Karst	Quellpotential	Blockgröße	Durchgängigkeit	Öffnung	Welligkeit/Rauigkeit	Bestege/Füllungen	Anisotropie
Grobkörnige klastische Gesteine (massig)	x									
Karbonatgesteine	x	o	o		x	o	o	o	o	o
Metamorphe Gesteine (massig)	x				x	o		o	o	o
Metamorphe Gesteine (geschiefert)	x				x	o		o	o	o
Störungsgesteine	x			o						

x Eigenschaft von signifikanter Bedeutung
o Eigenschaft von untergeordneter Bedeutung

Tabelle 6.4: Definierte Schlüsselparameter

In Tabelle 6.4 sind die relevanten Schlüsselparameter für die vorliegende Gebirgscharakterisierung aufgelistet. Die Wahl der Schlüsselparameter erfolgte auf den zur Verfügung stehenden Informationen. Schlüsselparameter sind von signifikanter Bedeutung (mit „x“ gekennzeichnet), wenn verlässliche Informationen und Daten für die Definition der GA vorhanden sind (z. B. einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit). Von untergeordneter Bedeutung (mit „o“ gekennzeichnet) sind hingegen jene Schlüsselparameter, von denen nur wenig Informationen vorliegen und ausschließlich für die Beurteilung der Gebirgseigenschaften herangezogen werden. Mit zunehmendem Informationsstand sind die gewählten Schlüsselparameter hinsichtlich deren Relevanz zu überprüfen und zusätzliche Schlüsselparameter gegebenenfalls zu definieren.

In den nachfolgenden Unterkapiteln sind die wichtigsten Überlegungen zu einzelnen Schlüsselparametern angeführt.

6.3.1 Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit

Die Überlagerung in den GB A, B und C beträgt mindestens 195 m und maximal 728 m. Für die Ermittlung der Grenzen der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ wird die Tangentialspannung

an der Firste $\sigma_{\theta,F\&S}$ und an der Ulme $\sigma_{\theta,U}$ in Abhängigkeit der Überlagerung H_0 und dem Seitendruckbeiwert k_0 vereinfacht über die Gleichungen (6.5) und (6.6) nach Feder [23] ermittelt. Der Seitendruckbeiwert k_0 wird, da keine Informationen hinsichtlich dem Primärspannungszustand in den GB vorliegen und um eine mögliche Streuung zu berücksichtigen, zwischen $k_0 = 0,5$ und $k_0 = 2,0$ variiert. Das Verhältnis zwischen der Höhe und der Breite des Hohlraumes $\frac{h}{b}$ bzw. $\frac{b}{h}$ kann in den Gleichungen (6.5) und (6.6) mit 1,0 angesetzt werden, da ein kreisrunder Hohlraum angenommen wird.

$$\sigma_{\theta,F\&S} = \sigma_v \cdot \left[\left(2 \frac{h}{b} + 1 \right) \cdot k_0 - 1 \right] \quad (6.5)$$

$$\sigma_{\theta,U} = \sigma_v \cdot \left(2 \frac{b}{h} + 1 - k_0 \right) \quad (6.6)$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot H_0 = 0,028 \text{ MN/m}^3 \cdot H_0 \quad (6.7)$$

$$\sigma_\theta = \max(\sigma_{\theta,F\&S}, \sigma_{\theta,U}) \quad (6.8)$$

$$\sigma_{c,i,min} \cong \sigma_\theta \quad (6.9)$$

wobei

b	Länge der horizontalen Achse eines elliptischen Hohlraumes (entspricht der Breite des Hohlraumes) [m]
h	Länge der vertikalen Achse eines elliptischen Hohlraumes (entspricht der Höhe des Hohlraumes) [m]
k_0	Seitendruckbeiwert [-]
H_0	Überlagerung über Tunnelfirste [m]
γ	Wichte des Gesteins [kN/m ³]
$\sigma_{\theta,F\&S}$	Tangentialspannung an der Firste (F) bzw. an der Sohle (S) [MPa]
$\sigma_{\theta,U}$	Tangentialspannung an der Ulme (U) [MPa]
σ_v	Vertikale Primärspannung [MPa]

In Abbildung 6.6 sind die Ergebnisse in einem Diagramm dargestellt. Die maximale theoretische Tangentialspannung variiert zwischen $\sigma_\theta = 2,8$ MPa und $\sigma_\theta = 105$ MPa. Wird die minimale einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i,min}$ entsprechend der Gleichung (6.9) mit der maximalen Tangentialspannung σ_θ gleichgesetzt, so kann die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ in fünf Kategorien (siehe Tabelle 6.5) eingeteilt werden. Mit den Kategorien A – E wird der maximale theoretische Spannungsbereich vollständig abgedeckt (grau hinterlegte Bereiche in Abbildung 6.6). Gesteinsprüfkörper mit einer einaxialen Druckfestigkeit von $\sigma_{c,i} > 120$ MPa werden der Kategorie E zugeteilt, da die Gesteinsfestigkeit in diesem Fall immer größer ist als die maximale theoretische Spannung und es somit zu keinem Versagen des Gesteins zufolge Überbeanspruchung kommen kann.

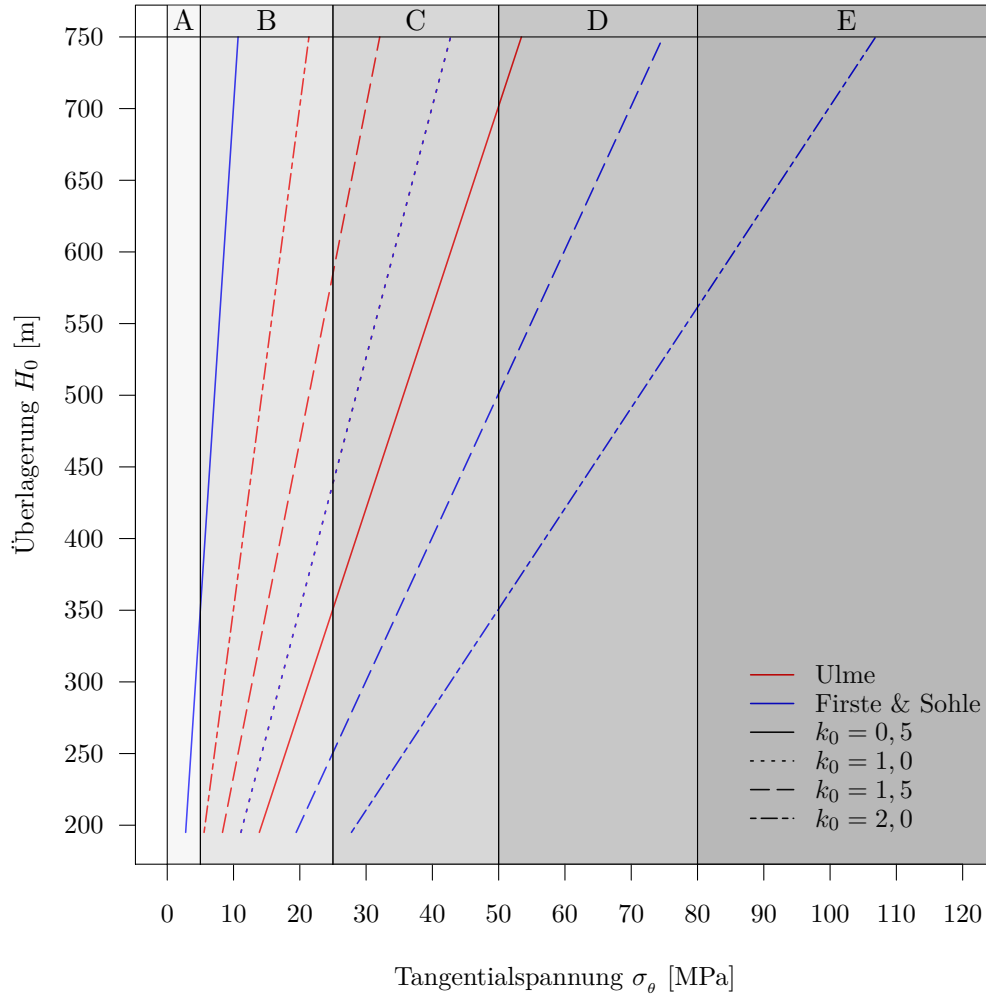


Abbildung 6.6: Variation der Tangentialspannung σ_θ in Abhängigkeit der Überlagerung H_0 und Einteilung der Spannungsbereiche in Kategorien entsprechend Tabelle 6.5

Kategorie	Einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ [MPa]
A	< 5
B	5 – 25
C	25 – 50
D	50 – 80
E	> 80

Tabelle 6.5: Einteilung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ in die Kategorien A – E

6.3.2 Blockgröße

Das Gebirge wird, zumindest kompetente Gebirgsabschnitte, grundsätzlich von mindestens drei oder mehr Trennflächenscharen durchtrennt, wodurch sich einzelne voneinander getrennte oder stellenweise zusammenhängende Gesteinsblöcke ausbilden. Die Form und die Größe des Blockes ist abhängig von der Anzahl der Trennflächenscharen sowie von dem Trennflächennormalabstand s_n , der Streichrichtung, dem Einfallswinkel und dem Durchtrennungsgrad λ_i (Persistenz) der jeweiligen Trennflächenschar. In Abbildung 6.7 ist beispielhaft ein Felsblock dargestellt, welcher von drei Trennflächenscharen mit einem Trennflächennormalabstand $s_{n,i}$ durchtrennt wird. Von den Streichrichtungen und den Einfallswinkeln der Trennflächenscharen werden die Schnittwinkel χ_i aufgespannt.

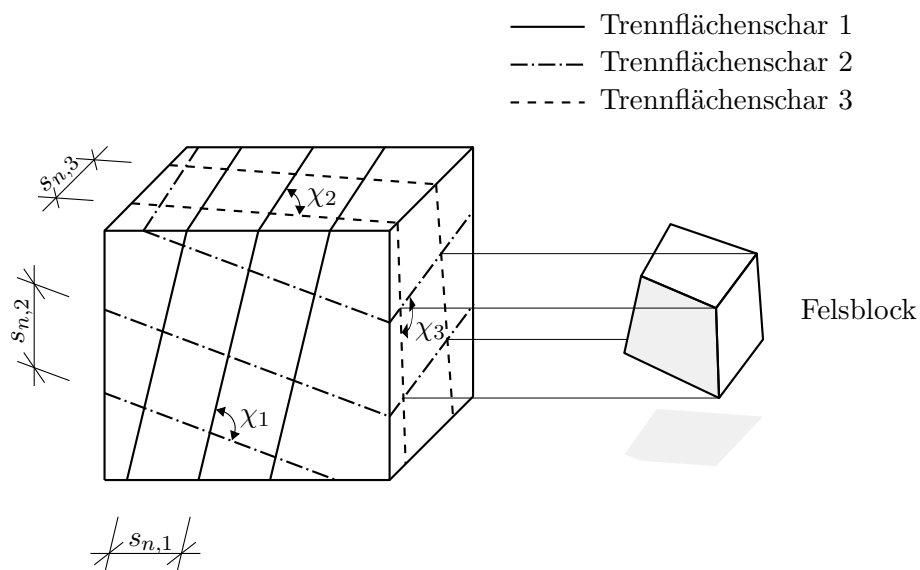


Abbildung 6.7: Felsblock, durchtrennt von drei Trennflächenscharen, modifiziert und neu entworfen nach Cai et al. [15]

Der Normalabstand der Schichtungsflächen und der Kluftflächen stehen zumeist im Zusammenhang. Bei Karbonatgesteinen vergrößert sich etwa der Kluftabstand im Allgemeinen mit zunehmender Bankdicke [7] und bildet gemeinsam mit den Schichtungsflächen ein blockiges, orthogonales Trennflächensystem ($\frac{s_{n,SS}}{s_{n,K}} \geq 1$). Das Verhältnis zwischen dem Normalabstand der Schieferungsflächen und der Kluftflächen ist jedoch überwiegend geringer ($\frac{s_{n,SF}}{s_{n,K}} \leq 1$), wodurch sich eher längliche Blöcke ausbilden.

Entsprechend den Definitionen nach Prinz & Strauß [47] (siehe Tabelle 6.6) werden die Trennflächenabstände über die deskriptiven Angaben der jeweiligen GB in Kapitel 4 (siehe ab Seite 10) bestimmt.

quantitativ	deskriptiv
> 200 cm	massig
200–60 cm	dickbankig
60–20 cm	bankig
20–6 cm	dünnbankig
6–2 cm	dickplattig
2–0,6 cm	dünnplattig
< 0,6 cm	blättrig

Tabelle 6.6: Trennflächenabstände – Definition deskriptiver Angaben nach Prinz & Strauß [47]

Für die vorliegende Gebirgscharakterisierung wird der Trennflächennormalabstand in die Kategorien A–D entsprechend Tabelle 6.7 eingeteilt. Diese stellen den für die jeweilige Gebirgsart kleinsten Trennflächennormalabstand aller vorhandener Trennflächenscharen dar. Ist beispielsweise der Normalabstand der Trennflächenschar 1 größer als jener der Trennflächenschar 2 und 3 ($s_{n,1} > s_{n,2} = s_{n,3}$), so wird für diese Gebirgsart der Normalabstand der Trennflächenschar 2 bzw. 3 herangezogen, da sich dadurch die kleinste mögliche Blockgröße ergibt und diese in geotechnischer Hinsicht den ungünstigsten Fall darstellt [46].

Kategorie	Trennflächennormalabstand $s_{n,min,i}$ [cm]
A	< 6
B	6–20
C	20–60
D	> 60

Tabelle 6.7: Einteilung der Trennflächennormalabstände $s_{n,min,i}$ in die Kategorien A–D

Die Gleichungen für die Bestimmung der Blockgröße unter Berücksichtigung der Verschneidungswinkel χ_i und der Durchtrennungsgrade λ_i der Trennflächenscharen nach Cai et al. [15] sind im Anhangskapitel F.7.1 auf Seite 137 angeführt.

6.3.3 Trennflächenbeschaffenheit

Die Eigenschaften der Trennflächen haben einen maßgeblichen Einfluss auf das Gebirgsverhalten. Von ihnen abhängig ist unter anderem die Höhe und das Ausmaß einer möglichen Festigkeitsanisotropie des Gebirges sowie die Art des Gebirgsverhaltens (z. B. Blockgleiten bei einer im Vergleich zur Gesteinsfestigkeit deutlich geringeren Scherfestigkeit der Trennflächen).

Hinsichtlich der Durchgängigkeit von Trennflächen wird, um eine Aussage über die Gebirgsanisotropie machen zu können, der Durchtrennungsgrad der Schichtungs- und Schieferungsflächen $\lambda_{SS/SF}$ dem Durchtrennungsgrad der Kluftflächen λ_K gegenübergestellt:

$$\lambda_{SS/SF} \neq \lambda_K \rightarrow \text{anisotrop} \quad (6.10)$$

$$\lambda_{SS/SF} = \lambda_K \rightarrow \text{isotrop} \quad (6.11)$$

Des Weiteren wirkt sich die Trennflächenöffnung, die Welligkeit (maximale Amplitude der Trennflächenunebenheiten bezogen auf eine Trennflächenlänge von 1–10 m [15]) und die Rauigkeit (maximale Amplitude der Trennflächenunebenheiten bezogen auf eine Trennflächenlänge von 1–20 cm [15]) der Trennflächen sowie mögliche Bestege und Füllungen zwischen den Trennflächenwänden sowohl auf die Scherfestigkeit der Trennflächen als auch auf die Verformbarkeit des Gebirges aus:

- Besteht kein oder nur teilweiser Kontakt zwischen den Trennflächenwänden (offene TF), kann ein Aufgleiten an den Unebenheiten (Dilatation), welches einen wesentlichen Anteil des Scherwiderstandes darstellt, nur in geringem Maße stattfinden [48].
- Bestege entlang der Trennflächen besitzen je nachdem ob es körnige oder kohäsive Bestege sind, meist geringere Reibungseigenschaften als die Trennfläche selbst und führen folglich zu einer teilweise starken Reduktion der Scherfestigkeit.
- Der Einfluss von Füllungen auf die Scherfestigkeit der Trennflächen und auf das Verformungsverhalten ist von den Eigenschaften sowie von der relativen Stärke der Füllung (Verhältnis zwischen der Stärke und der maximalen Amplitude der Trennflächenunebenheiten) abhängig. Ist die Mächtigkeit der Füllung im Vergleich zu den Unebenheiten zu groß, kann keine Dilatation stattfinden und das Scherverhalten wird überwiegend von der Festigkeit und den Verformungseigenschaften der Füllung bestimmt. Je geringer die Festigkeit der Füllung, desto geringer ist auch die Scherfestigkeit der Trennfläche [48].

Hinsichtlich der Trennflächenöffnung wird nur zwischen „offen“ und „geschlossen“ unterschieden. Scherversuche werden an vollständig geschlossenen Trennflächen durchgeführt, daher ist die Scherfestigkeit von z. B. 1 mm geöffneten Trennflächen nicht bekannt und kann daher auch nicht für die Gebirgscharakterisierung berücksichtigt werden. Bezüglich der Welligkeit wird angenommen, dass das Trennflächengefüge je nach tektonischer Beanspruchung entweder „gefaltet“, „stufig“, „wellig“ oder „eben“ ist. Die Rauigkeit wird in die Kategorien „rau“, „glatt“ und „poliert“ (Harnischflächen) und die Bestege in die Kategorien „kohäsiv“ und „körnig“ eingeteilt. In den GB werden ausschließlich lehmige Füllungen vermutet, weshalb nur dahingehend unterschieden wird, ob die Trennflächen lehmige Füllungen führen oder nicht.

Für eine präzisere Definition der Schlüsselparameter hinsichtlich der Trennflächenbeschaffenheit ist eine Rücksprache mit dem Geologen zwingend erforderlich. So ist beispielsweise zu klären, wie weit eine Verwitterung in das Gebirge vordringt und das Trennflächengefüge mit Verwitterungsprodukten belegt bzw. füllt und die Trennflächen umgebenden Gesteine schwächt.

6.3.4 Gebirgstropie

In Bezug auf die Tropie des Gebirges wird zwischen „isotrop“ und „anisotrop“ unterschieden. Die Tropie ergibt sich einerseits über den bereits beschriebenen Unterschied des Durchtrennungsgrades der Schichtungs- und Schieferungsflächen $\lambda_{SS/SF}$ und der Klufflächen λ_K und andererseits über eine bevorzugte Scherrichtung des Gebirge als Folge des Ausbruchs eines Hohlraumes.

6.3.5 Quellpotential

Für Gesteine mit explizitem Quellpotential sind separate Gebirgsarten zu definieren, da es bei genügend hohem Anteil an quellfähigen Tonmineralen und bei Vorhandensein von Feuchtigkeit (Bergwasser oder Betriebswasser) zur Hebung der Tunnelsohle und zu einer zusätzlichen Beanspruchung der Stützung (Spritzbetonschale) kommen kann. Aufgrund dessen ist für „Quellendes Gebirge“ eigens ein Gebirgsverhaltenstyp (GVT 10) in der geotechnischen Richtlinie [60] angeführt.

6.4 Spezifikation der Gebirgsarten

Nachdem jene Schlüsselparameter, welche den vermeintlich größten Einfluss auf das Gebirgsverhalten haben, definiert wurden, sind die Gebirgsarten zu spezifizieren. Hierfür wird Gebirge mit ähnlichen physikalischen und/oder hydraulischen Eigenschaften, welche zuvor als Schlüsselparameter definiert wurden, zu einer GA zusammengefasst. Dabei ist es einerseits irrelevant zu welchem GB das Gebirge zählt und andererseits ob sich das Gebirge bezüglich der Gesteinsart unterscheidet (z. B. Serizitphyllit, Chloritphyllit, Quarzphyllit), solange die Eigenschaften ähnlich sind [53].

Für die Ermittlung der Bauzeit und der Baukosten wird die gesamte Tunnelstrecke in homogene Abschnitte, sogenannte Berechnungsabschnitte (*calculation segments*) aufgeteilt. Ein Berechnungsabschnitt entspricht einer GA und die Einflussfaktoren entlang des Abschnittes sind annähernd gleich [27]. Im weiteren Verlauf der geotechnischen Planung werden nach Bestimmung der GA, einem jeden Abschnitt ein oder mehrere Gebirgsverhaltenstyp(en), eine Vortriebsklasse und eine Ausbaupklasse zugewiesen. Damit lassen sich das geotechnische Risiko, die Bauzeit und die Baukosten für jeden Berechnungsabschnitt als auch für die gesamte Tunnelstrecke sehr leicht ermitteln.

Die Länge der Berechnungsabschnitte ist abhängig von der Komplexität des Gebirgsaufbaus und der Variabilität der Einflussfaktoren (Bergwasserverhältnisse, Spannungszustand, etc.). Je homogener das Gebirge, desto weniger Berechnungsabschnitte sind erforderlich. Gebirgsabschnitte mit schichtenweiser Lagerung einzelner Schichten können unter Umständen auch zu einer GA zusammengefasst werden [53]. Dies ist jedoch abhängig von der Intensität/Regelmäßigkeit der Wechsellagerung, vom Festigkeitsunterschied der jeweiligen Schichten und von der Mächtigkeit der Schichten relativ zur Hohlraumgröße und -form. In Abbildung 6.8 sind drei mögliche Situationen zur Erläuterung dargestellt. Angenommen Schicht 1 wird auf einer Länge von 500 m nur von einer einzelnen geringmächtigen Schicht 2 gekreuzt (linke Grafik in Abbildung 6.8) und die Festigkeitseigenschaften der beiden Schichten sind annähernd gleich, so wird der Einfluss der Schicht 2 auf das ganzheitliche Gebirgsverhalten des betrachteten Gebirgsbereiches gering sein. Unterscheiden sich die restlichen Schlüsselparameter beider Schichten nicht oder nur geringfügig, können die Schichten 1 und 2 zu einer GA zusammengefasst werden. Im Gegensatz dazu die in der mittleren Grafik in Abbildung 6.8 dargestellte Situation. Schicht 4 wird auf beiden Seiten von Schicht 3 begrenzt. Die Mächtigkeit der Schicht 4 ist im Vergleich zur Hohlraumgröße (Tunnel) beträchtlich. Bestehen große Unterschiede zwischen der Schicht 3 und der Schicht 4 hinsichtlich den Festigkeiten und den Verformungseigenschaften, so dürfen die beiden Schichten nicht zu einer GA zusammengefasst werden, da das Gebirgsverhalten vermutlich verschiedenartig sein wird. In der dritten Situation (rechte Grafik in Abbildung 6.8) ist eine regelmäßige und intensive Wechsellagerung zwischen der Schicht 5 und der Schicht 6 dargestellt. Schicht 6 ist im Vergleich zur Hohlraumgröße (Tunnel) geringmächtig und besitzt gegenüber Schicht 5 geringere Festigkeitskennwerte. Eine Unterteilung des betrachteten Gebirgsbereiches in zwei unterschiedliche GA (eine GA für Schicht 5 und eine GA für Schicht 6) ist insofern nicht sinnvoll, da das Gebirgsverhalten der Schicht 5 aufgrund der intensiven Wechsellagerung erheblich von den Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Schicht 6 abhängt und umgekehrt. Die beiden Schichten dürfen

nicht getrennt und unabhängig voneinander betrachtet werden. Demnach kann der gesamte Gebirgsbereich zu einer GA zusammengefasst werden (z. B. „Kompetenter Phyllit mit Zwischenlagen aus geschertem mürben Material“ [56]).

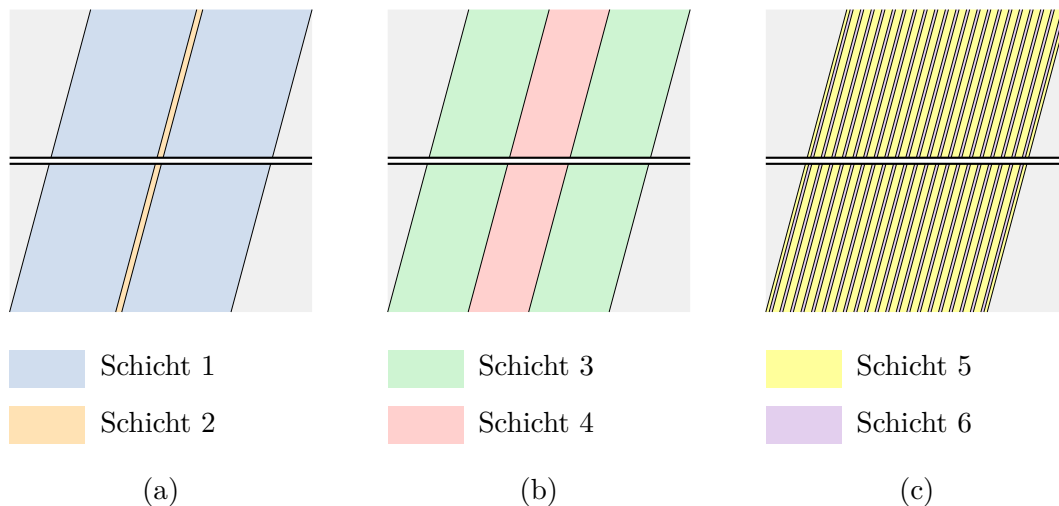


Abbildung 6.8: Wechselweise Lagerung von Gebirgsschichten – Einfluss der Heterogenität auf die GA-Bestimmung

Die Anzahl der zu definierenden GA ist einerseits abhängig von den zuvor festgelegten Schlüsselparametern und den entsprechenden Kategorien der einzelnen Schlüsselparameter und andererseits vom Informations- und Wissensstand (z. B. Detailgrad geologisches Modell) in der jeweiligen Planungsphase. Je heterogener der Gebirgsaufbau, desto mehr GA sind zu definieren. Darüber hinaus kann es durchaus sein, dass weitere GA definiert oder bestehende GA modifiziert oder weiter unterteilt werden müssen, wenn der Informations- und Wissensstand mit fortschreitendem Projekt zunimmt [53].

Folgende Überlegungen wurden u. a. für die Einteilung der GA gemacht:

1. Der „quarzitische“ und der „graphitische“ Gneis kommen im GB B nur untergeordnet als geringmächtige Lagen vor. Der Einfluss dieser Lagen äußert sich im Fall der quarzreichen Varietät vor allem in einer höheren Abrasivität des Gesteins und im Fall der graphitreichen Varietät in einer reduzierten Scherfestigkeit. Es ist für diese beiden Varietäten keine gesonderte GA geplant, da sie in geotechnischer Hinsicht zu geringmächtig und somit nicht getrennt von den dominierenden GA zu betrachten sind.
2. Der Glimmerschiefer im GB C besitzt zwar ähnliche Eigenschaften hinsichtlich der Festigkeit und der Verformungseigenschaften des intakten Gesteins wie der massige Albitgneis im GB B, aufgrund der Unterschiede in der Ausprägung der Schieferung (GB B: undeutlich, GB C: deutlich) und in den Durchtrennungsgraden (GB B: gering durchtrennt, GB C: stark durchtrennt), werden diese beiden Varietäten nicht zu einer GA zusammengefasst.
3. Die restlichen Gesteine in den GB B und C, abgesehen von den Phylliten (siehe nächster Punkt), können ebenfalls nicht zusammengefasst werden, da die Gesteine

im GB C im Vergleich sehr stark metamorph überprägt sind. Dies äußert sich in einem duktil deformierten Gefüge (wellig, gefaltet, knickgefaltet). Darüber hinaus ist das Trennflächengefüge im GB B undeutlicher ausgebildet und weist im Allgemeinen einen geringeren Durchtrennungsgrad auf. Es ist zwar noch unklar, inwieweit ein duktil deformiertes Gefüge Einfluss auf die Ergebnisse der geotechnischen Planung ausübt, trotzdem wird zwischen den Gesteinen des GB B und den Gesteinen des GB C unterschieden. Würden sich z. B. der Albitschiefer im GB B und der Glimmerschiefer im GB C ausschließlich im Mineralbestand unterscheiden, könnten sie in geotechnischer Hinsicht zu einer GA zusammengefasst werden.

4. Die Phyllite im GB C sind im Vergleich zu den Phylliten im GB B metamorph stärker überprägt und weisen ein duktil deformiertes Gefüge auf. Es wird jedoch angenommen, dass die Ausbildung des Gefüges bei so starker Zerlegung wie es bei den Phylliten der Fall ist, von untergeordneter Bedeutung ist. Aufgrund dessen können die Phyllite aus beiden GB zu einer GA zusammengefasst werden.
5. Die Störungsgesteine im GB A (Karbonatgestein) und die Störungsgesteine in den GB B und C (Phyllit- und Schiefergesteine) unterscheiden sich aufgrund der unterschiedlichen Ausgangsgesteine vermutlich in der Korngrößenverteilung. Da die Korngrößenverteilungen der jeweiligen Kataklasit-Prüfkörper aus den felsmechanischen Laborversuchen nicht bekannt sind und eine Differenzierung rein aus den Labordaten nicht möglich ist, werden die Störungsgesteine aller GB zu einer GA zusammengefasst. Für eine angemessene Charakterisierung von Störungsgesteinen wird auf Medley [44] und Riedmüller et al. [49] verwiesen.
6. Nicht selten sind die Festigkeitskennwerte von stark zerlegten Gesteinen geringer als jene von kompetenten und weniger stark zerlegten Gesteinen [46]. Ungeachtet dessen kann von vornherein nicht ausgeschlossen werden, dass z. B. Karbonatgesteine mit einem Trennflächennormalabstand von $s_{n,min} = 20,0 - 60,0$ cm ähnliche Festigkeitskennwerte aufweisen wie Karbonatgesteine mit einem Trennflächennormalabstand von $s_{n,min} > 60,0$ cm (geringere Zerlegung). Folglich werden die Unterkategorien i.1 und i.2 eingeführt, um so den besagten Umstand bzw. die Variabilität der Festigkeitskennwerte zu berücksichtigen. Die GA 1 wird somit beispielsweise in die GA 1.1 ($s_{n,min} > 60,0$ cm, $\sigma_{c,i} > 80$ MPa) und in die GA 1.2 ($s_{n,min} > 60,0$ cm, $\sigma_{c,i} = 50 - 80$ MPa) aufgeteilt. Kann im Rahmen der Bestimmung des Gebirgsverhaltens festgestellt werden, dass bei einer bestimmten GA die Unterteilung nicht erforderlich ist, da das Gebirgsverhalten der GA i.1 und der GA i.2 ähnlich ist, sind die Unterkategorien wieder zu einer GA zusammenzufassen.

Die im Zuge dieser Gebirgscharakterisierung definierten GA sind in Tabelle 6.9 angeführt. Insgesamt wurden 19 GA ermittelt, wobei diese sich hinsichtlich eines oder mehrerer Schlüsselparameter(s) unterscheiden. Bezüglich der Dominanz von Eigenschaften wurden Annahmen auf Basis der Überlegungen in Kapitel 6.1 (siehe ab Seite 47) getroffen. Dominierende Eigenschaften (häufig) der jeweiligen GA sind mit einem „x“ und untergeordnete Eigenschaften (lokal) mit einem „o“ gekennzeichnet.

Die wichtigsten Gesteins- und Trennflächenparameter sowie eine kurze Beschreibung der Charakteristik der einzelnen GA sind für den weiteren Verlauf der geotechnischen Planung in GA-Datenblättern festzuhalten. Im Anhangskapitel A.3 (siehe Seite 130) ist beispielhaft das Datenblatt der GA 7.1 (Tabelle E.1) dargestellt.

Angaben der Gesteins- und Trennflächenkennwerte in den GA-Datenblättern werden nach den Kriterien in Tabelle 6.8 vorgenommen, wobei n der Anzahl der zur Verfügung stehenden Laborversuchsergebnisse des jeweiligen Kennwertes entspricht. Zusätzlich zum allgemein bekannten arithmetischen Mittelwert \bar{x}_{arithm} wird der Median \bar{x}_{med} , auch als Zentralwert bezeichnet, angegeben, da dieser im Vergleich weniger stark von Ausreißern im Datensatz beeinflusst wird [41]. Die Gleichungen für die statistischen Maßzahlen sind im Anhangskapitel F.4 (siehe Seite 132) angeführt.

Anzahl	Angaben	Beschreibung
$n \geq 5$	$\bar{x}_{arithm} \pm s, \bar{x}_{med},$ $x_{min} - x_{max}$	Die Mindestanzahl n an Versuchsergebnissen für eine statistische Auswertung (vgl. Kapitel 3.2 auf Seite 6) ist gegeben.
$1 < n < 5$	$x_{min} - x_{max}$	Die Mindestanzahl n an Versuchsergebnissen für eine statistische Auswertung wird unterschritten. Es wird daher nur das Minimum x_{min} und das Maximum x_{max} des jeweiligen Kennwertes angegeben.
$n < 2$	$x_{min} - x_{max}$	Die Mindestanzahl n an Versuchsergebnissen für eine statistische Auswertung wird unterschritten. Da nur ein Wert des Parameters vorliegt, wird eine plausible Bandbreite abgeschätzt, das entsprechende Minimum x_{min} und Maximum x_{max} angegeben und die Angabe farbig hinterlegt (Schätzwert).

Die Bandbreite korrigierter bzw. angepasster Werte (nähere Beschreibung siehe Kapitel 6.2.1 auf Seite 53) wird ebenfalls durch Angabe des Minimums x_{min} und des Maximums x_{max} dargestellt, wobei die Angaben innerhalb runder Klammern (...) gesetzt werden.

Weitere wichtige Anmerkungen sind bei den entsprechenden Kennwerten mit hochgestellten Zahlen (¹) oder Symbolen (*) zu kennzeichnen und in der Legende am Ende des GA-Datenblattes kurz zu erläutern.

Tabelle 6.8: Kriterien für die Angabe von Gesteins- und Trennflächenkennwerten

Die angeführten Trennflächenkennwerte im Datenblatt der GA 7.1 stellen die gesamte mögliche Bandbreite dar. Nachdem keine Informationen über die Beschaffenheit der Scherfläche von Scherversuchen vorhanden sind, ist eine explizite Zuordnung von Trennflächenkennwerten nicht möglich und auch nicht zielführend. Durch Angabe der gesamten Bandbreite gehen keine wichtigen Informationen verloren und es obliegt dem für die Bestimmung des Gebirgsverhaltens verantwortlichen Projektingenieur, die Variabilität der Kennwerte in den Berechnungen entsprechend zu berücksichtigen.

GA	Gestein	Tropie		$s_{n,min}$	$\sigma_{c,i}$					λ_i	TF-Beschaffenheit																			
		isotrop	anisotrop		< 6,0 cm	6,0 cm - 20,0 cm	20,0 cm - 60,0 cm	> 60,0 cm	< 5 MPa		5 - 25 MPa	25 - 50 MPa	50 - 80 MPa	> 80 MPa	$\lambda_{SF/SS} \neq \lambda_K$	$\lambda_{SF/SS} = \lambda_K$	offen	geschlossen	gefaltet	stufig	wellig	eben	rau	glatt	poliert (Harnisch)	kohäsive Bestege ^a	körnige Bestege ^b	lehmige Füllungen	Quellpotential	
1.1	Dolomit-/Kalkgestein	x										x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
1.2	Dolomit-/Kalkgestein	x				x						x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
2.1	Dolomit-/Kalkgestein	x					x					x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
2.2	Dolomit-/Kalkgestein	x										x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
3.1	Dolomit-/Kalkgestein	x																												
3.2	Dolomit-/Kalkgestein	x										x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
4.1	Dolomit-/Kalkgestein	x										x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
4.2	Dolomit-/Kalkgestein	x																												
5	Karbonatische Störungsbrekzie	x																												
6.1	Albitgneis	x																												
6.2	Albitgneis	x																												
7.1	Albitgneis	x																												
7.2	Albitgneis	x																												
8.1	Glimmerschiefer	x																												
8.2	Glimmerschiefer	x																												
9.1	Glimmerschiefer	x																												
9.2	Glimmerschiefer	x																												
10	Phyllit	x																												
11	Störungsgestein	x																												
x	dominierende Eigenschaft																													
o	untergeordnete Eigenschaft																													
a	kohäsive Bestege können z. B. sein: graphitisch, talkig, tonig, oxidiert																													
b	körnige Bestege können z. B. sein: serizitisch, kataklastisch																													

Tabelle 6.9: Übersicht der spezifizierten Gebirgsarten

6.5 Gebirgsparameter

Als letzter Punkt der Gebirgscharakterisierung sind die Gebirgsparameter der jeweiligen GA zu bestimmen. Hierfür stehen unterschiedliche Methoden zur Verfügung, welche in den nachfolgenden Unterkapiteln kurz beschrieben werden. Darüber hinaus wird auf die Problematik von Homogenisierungsmethoden eingegangen und mögliche Anwendungsgrenzen am Beispiel des GSI-Systems über numerische Vergleichsrechnungen aufgezeigt.

6.5.1 Methoden zur Bestimmung der Gebirgsparameter

Grundsätzlich kann bei der Bestimmung von Gebirgsparametern zwischen direkten und indirekten Methoden unterschieden werden. Je nach Projektfortschritt und projektspezifischen Anforderungen werden entweder direkte Methoden (zeitaufwendig, kostenintensiv) oder indirekte Methoden (schnell, günstig) zur Bestimmung der Gebirgsparameter eingesetzt.

Direkte Methoden

Unter direkte Methoden werden in situ Versuche verstanden. Dies können z. B. Lastplattenversuche, in situ Scherversuche, Dilatometerversuche (Bohrlochaufweitungsversuch), etc. sein. Die Qualität der Ergebnisse aus in situ Versuchen ist jedoch von vielen Faktoren abhängig. Beispielsweise sind Bohrlochversuche in einem Gebirge mit hoher Gesteinsfestigkeit und ausgeprägten Trennflächen für die Bestimmung von Gebirgsparametern weniger geeignet, da das belastete Gebirgsvolumen zu klein ist und folglich keine für das Gebirge repräsentativen Ergebnisse gewonnen werden können [34]. Aus demselben Grund sind Ergebnisse aus verschiedenen in situ Versuchen, wenn das effektiv beanspruchte Gebirgsvolumen der jeweiligen Methode unterschiedlich groß ist, nur bedingt miteinander vergleichbar. Je größer das beanspruchte Gebirgsvolumen, desto größer ist z. B. der Einfluss der Trennflächen auf die Versuchsergebnisse. Darüber hinaus sind die Ergebnisse aus in situ Versuchen abhängig von der Versuchsanordnung, der Versuchsvorrichtung, der Bedienung und schlussendlich auch von deren Interpretation [17]. Für Störungszonen, in denen Trennflächen kaum ausgebildet oder von untergeordneter Bedeutung sind, stellen in situ Versuche hingegen eine gute Methode zur Bestimmung der Gebirgsparameter dar [28].

Ebenso können geophysikalische Methoden zu den direkten Methoden gezählt werden. Zum Beispiel kann mit der Durchschallungsgeschwindigkeit v_c des Gesteins (Laborversuch, siehe Kapitel 5.6.2 auf Seite 38) und des Gebirges (in situ Versuch) der dynamische Gesteinsmodul $E_{i,dyn}$ bzw. der dynamische Gebirgsmodul $E_{rm,dyn}$ ermittelt werden. Über das Verhältnis zwischen den statischen ($E_{i,stat} = E_i$, $E_{rm,stat} = E_{rm}$) und den dynamischen ($E_{i,dyn}$, $E_{rm,dyn}$) Verformungseigenschaften, lässt sich mit Gleichung (6.12) der Gebirgsmodul E_{rm} bestimmen [17].

$$E_{rm,stat} = E_{rm} = \frac{E_{i,stat} \cdot E_{rm,dyn}}{E_{i,dyn}} \quad (6.12)$$

Indirekte Methoden

Indirekte Methoden zur Bestimmung der Gebirgsparameter sind im Vergleich zu direkten Methoden meist kostengünstiger und können schneller ausgeführt werden. Die nachfolgende Aufzählung stellt eine grobe Übersicht (diese Aufzählung erhebt kein Anspruch auf Vollständigkeit) von möglichen indirekten Methoden zur Bestimmung der Gebirgsparameter dar.

1. Rückrechnungen (*back analysis*): Aus den Messungen (z. B. Verformung der Tunnellai-bung) und Erkenntnissen bereits aufgefahrener Tunnelabschnitte oder aus Daten abge-schlossener Projekte können die Gebirgsparameter mittels analytischer oder numerischer Methoden rückgerechnet werden. Sind beispielsweise die intakten Gesteinskennwerte und die Hohlraumverformungen bekannt, ist der gesuchte Gebirgsmodul E_{rm} in einem analytischen oder numerischen Modell so lange zu variieren, bis die Modellverformungen mit den gemessenen Verformungen übereinstimmen. Aufgrund der Tatsache, dass für Rückrechnungen meist sehr viele Informationen aus abgeschlossenen Projekten zur Verfügung stehen, wird diese Methode in Zukunft womöglich das wichtigste Werkzeug zur Bestimmung der Gebirgsparameter darstellen [34].
2. Homogenisierung: Mit Homogenisierungsmethoden wird versucht, die intakten Kennwer-te (Gesteinsgefüge, kleiner Maßstab) aus Laborversuchen unter Einsatz von empirischen Korrelationen auf die Gebirgskennwerte (Trennflächengefüge, großer Maßstab) überzu-führen (*upscaling*). Dabei wird das prinzipiell heterogene Gebirge (zufolge Trennflächen) homogenisiert („verschmiert“), wodurch die ursprüngliche Gebirgsstruktur und wo-möglich geotechnisch relevante Informationen verloren gehen. Kinematische Prozesse (Blockgleiten entlang von Trennflächen, Überbruch) können mit einem homogenisierten Modell nicht mehr abgebildet werden [56]. Darüber hinaus können Festigkeitsanisotropien nur unzureichend berücksichtigt werden.

Bei den empirischen Korrelationen handelt es sich zumeist um eine Verknüpfung eines Bruchkriteriums (z. B. Hoek-Brown Bruchkriterium) mit einem Indexwert aus Klassifizierungssystemen.

Mit Klassifizierungssystemen werden die Gebirgseigenschaften qualitativ bestimmt und zu einem Indexwert zusammengefasst, wobei generell zwischen zwei Arten von Klassifizierungssystemen zu unterscheiden ist.

Klassifizierungssysteme im klassischen Sinn (z. B. RMR-, RMi-, Q-System) erfordern für die Ermittlung des Indexwertes viele Eingangsparameter. Dies können u. a. das Blockvolumen, die Trennflächenbeschaffenheit, die Bergwasserverhältnisse, die Orien-tierung der Trennflächenscharen und die Spannungssituation sein. Zunächst werden die Eingangsparameter qualitativ festgelegt und anschließend wird der Indexwert über eine empirische Gleichung bestimmt. Dieses System weist jedoch einige Defizite auf. So können z. B. zwei völlig unterschiedliche Kombinationen der Eingangsparameter zu dem ein und denselben Indexwert führen. Des Weiteren kann über den Indexwert keine direkte Aussage gemacht werden, ob z. B. das geringe Blockvolumen, die ungün-stigen Trennflächeneigenschaften oder ein anderer Eingangsparameter für die Größe des

Indexwertes verantwortlich ist. Zudem werden immer dieselben Eingangsparameter herangezogen, unabhängig von den gebirgs- und projektspezifischen Randbedingungen [9]. Somit ist eine Unterscheidung zwischen geotechnisch relevanten Parametern und Parametern untergeordneter Bedeutung nicht möglich. Und nicht zuletzt werden für die Ermittlung des Indexwertes Gebirgseigenschaften verwendet, welche grundsätzlich keinen Einfluss auf die Gebirgsparameter haben (Bergwasserverhältnisse, Orientierung der Trennflächenscharen, Spannungssituation). Folglich ist das System für die Ermittlung der Gebirgsparameter nicht geeignet.

Weiters ist der GSI (*geological strength index*) als Klassifizierungssystem im weiteren Sinne zu nennen. Bei diesem System werden die Gebirgseigenschaften zwar ebenfalls qualitativ bestimmt und zu einem Indexwert, dem GSI zusammengefasst. Als Eingangsparameter sind der Zerlegungsgrad des Gebirges und die Trennflächenbeschaffenheit erforderlich, womit die Größe des GSI nur von zwei Parametern beeinflusst wird. Daher ist es vergleichsweise einfacher den Indexwert abzuschätzen bzw. über den Indexwert eine direkte Aussage über das Gebirge zu machen. Abgesehen davon werden für die Ermittlung des Indexwertes ausschließlich Gebirgseigenschaften herangezogen, welche einen direkten Einfluss auf die Gebirgsparameter haben und folglich stellt das GSI-System de facto die einzige Methode dar, homogenisierte Gebirgsparameter zu bestimmen [46].

Weitere Hinweise bezüglich der Problematik von Homogenisierungsmethoden zur Bestimmung von Gebirgsparametern sind im Kapitel 6.5.2 angeführt.

3. Mehrschichtmodell: Wird ein Gebirge von Trennflächen durchzogen und sind diese mit einem Material gefüllt, von denen die Verformungseigenschaften bekannt sind, kann über das Mehrschichtmodell der Gebirgsmodul E_{rm} bestimmt werden. Beispielhaft ist in Abbildung 6.9 ein Gebirgsabschnitt mit Kluftfüllungen (nicht maßstabsgetreu) dargestellt. Die Schicht A ist stellvertretend für das intakte Gestein mit den Verformungseigenschaften $E_{i,A}$ und ν_A und die Schicht B für die Kluftfüllung mit den Verformungseigenschaften $E_{i,B}$ und ν_B . Die jeweiligen Volumenanteile sind mit $\phi_A = \frac{1}{l_1} \cdot \sum a_i$ und $\phi_B = \frac{1}{l_1} \cdot \sum b_i$ definiert. Wird linear elastisches Verformungsverhalten vorausgesetzt, kann u. a. zwischen zwei Berechnungsansätze unterschieden werden [54].

Beim ersten Berechnungsansatz (vgl. Abbildung 6.10) wird die Annahme getroffen, dass zwischen der Schicht A und der Schicht B kein Schubverband wirkt. Aufgrund dessen können sich die Schichten bei axialer Belastung unabhängig voneinander seitlich ausdehnen. Mit den Gleichungen (6.13) und (6.14) kann der Gebirgsmodul $E_{rm,\perp}$ normal zum Trennflächengefüge näherungsweise ermittelt werden.

$$\varepsilon = \frac{\sum \frac{\sigma'_1}{E_{i,A}} \cdot a_i + \sum \frac{\sigma'_1}{E_{i,B}} \cdot b_i}{l_1} = \sigma'_1 \cdot \left(\frac{\phi_A}{E_{i,A}} + \frac{\phi_B}{E_{i,B}} \right) = \frac{\sigma'_1}{E_{rm,\perp}} \quad (6.13)$$

$$E_{rm,\perp} = \frac{1}{\frac{\phi_A}{E_{i,A}} + \frac{\phi_B}{E_{i,B}}} \quad (6.14)$$

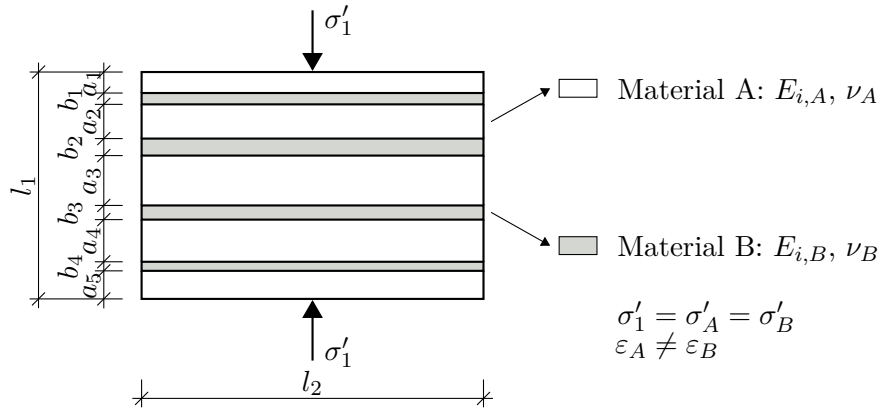


Abbildung 6.9: Bestimmung der Gebirgsparameter – Mehrschichtmodell: Modellparameter, modifiziert und neu entworfen nach [54]

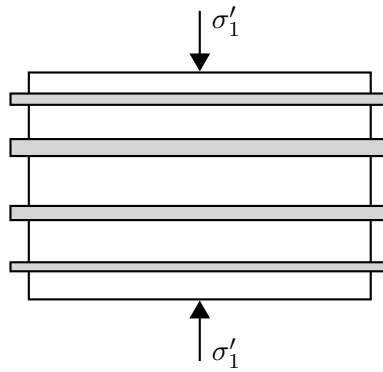


Abbildung 6.10: Bestimmung der Gebirgsparameter – Mehrschichtmodell: 1. Berechnungsansatz, neu entworfen nach [54]

Mit dem zweiten Berechnungsansatz (vgl. Abbildung 6.11) wird der Schubverbund zwischen den Schichten berücksichtigt, wodurch sich die seitlichen Ausdehnungen der Schicht A und der Schicht B gegenseitig beeinflussen. Durch die Annahme, dass die Schicht A (intakte Gesteinsschicht) größere Werte hinsichtlich dem Volumenanteil ϕ und dem Elastizitätsmodul E_i ($\phi_A \cdot E_{i,A} \gg \phi_B \cdot E_{i,B}$) als die Schicht B (Kluffüllung) aufweist, ergeben sich für den Schubmodul beider Schichten annähernd gleiche Werte ($G_{i,A} \approx G_{i,B}$). Mit der Gleichung (6.16) kann der Gebirgsmodul $E_{rm,\perp}$ normal zum Trennflächengefüge näherungsweise ermittelt werden, wobei zuvor der Steifemodul $E_{s,B}$ nach Gleichung (6.15) zu ermitteln ist.

$$E_{s,B} = \frac{E_{i,B}(1 - \nu_B)}{(1 - 2\nu_B)(1 + \nu_B)} \quad (6.15)$$

$$E_{rm,\perp} = \frac{1}{\frac{\phi_A}{E_{i,A}} + \frac{\phi_B}{E_{s,B}}} \quad (6.16)$$

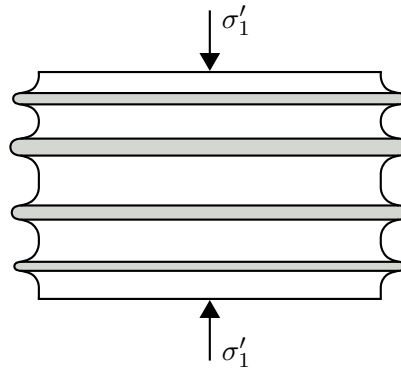


Abbildung 6.11: Bestimmung der Gebirgsparameter – Mehrschichtmodell: 2. Berechnungsansatz, neu entworfen nach [54]

Auf die gleiche Art und Weise kann der Gebirgsmodul E_{rm} für Gebirge mit wechselweise gelagerten Gesteinsschichten ermittelt werden.

Ähnliche Berechnungsansätze zur Bestimmung des Gebirgsmoduls E_{rm} können in diversen Publikationen gefunden werden. So z. B. die Gleichung (6.17) nach Barton [10], Amadei & Goodman [8] und Kulhawy [40], wobei s_n der Trennflächennormalabstand und k_n die Kluftnormalsteifigkeit ist.

$$E_{rm} = \frac{E_i}{1 + \frac{E_i}{s_n \cdot k_n}} \quad (6.17)$$

6.5.2 Anmerkungen zu Homogenisierungsmethoden

Die Tropie sowie die Genität des Gebirges finden bei Homogenisierungsmethoden keine Berücksichtigung [7, 17]. In der Regel sind jedoch weder die intakten Gesteinsprüfkörper noch das Gebirge vollkommen isotrop und homogen, wenngleich dies vom betrachteten Volumen abhängig ist. Die Gesteinsprüfkörper sind je nach Ausbildung des Gefüges zumindest transversal isotrop. Aufgrund von Schichtungs- bzw. Schieferungsflächen, Kluftflächen, diskreten Scherbahnen und Störungen ist das Gebirge vorwiegend anisotrop und heterogen. Darüber hinaus beruht der Zusammenhang zwischen der qualitativen Beschreibung des Gebirges und den Indexwerten bzw. zwischen den Indexwerten und den Gebirgsparametern auf Daten aus Projekten mit ganz bestimmten baueologischen Verhältnissen. Für die Gebirgsklassifizierung mit dem GSI-System sind z. B. folgende Anmerkungen zu berücksichtigen:

- Der GSI kann nur ermittelt werden, wenn der Zerlegungsgrad der Gesteine und die Trennflächeneigenschaften getrennt voneinander bestimmt werden können [28, 43]. Für tektonisch stark gestörtes Gebirge (ausgeprägte Störungszone), in dem das ursprüngliche Trennflächengefüge vollständig zerstört und die Gesteine zu lockergesteinsähnlichem Material zerlegt wurden (z. B. Kataklasit), ist das System nicht geeignet. Ebenso ist das System für massiges Gebirge, in dem das Trennflächengefüge kaum ausgebildet oder mechanisch von untergeordneter Bedeutung ist, nicht geeignet. In diesem Fall würde sich

für den GSI ein Wert von $GSI = 100$ ergeben und folglich wären die Gebirgsparameter über das Hoek-Brown Kriterium ident mit den intakten Gesteinskennwerten ($\sigma_{c,rm} = \sigma_{c,i}$) [43].

- Starke Festigkeitsanisotropien wurden bei der Entwicklung des GSI-Systems nicht berücksichtigt [18]. Demnach ist das System bei stark anisotropem Gebirgsverhalten – das Verhalten wird durch die Dominanz einer Orientierung bestimmt – grundsätzlich nicht geeignet [18, 28, 43].
- Das GSI-System ist für geklüftetes Gebirge, in dem die fortschreitenden Versagensmechanismen gleichermaßen von den Gesteins- und Trennflächeneigenschaften bestimmt werden, gut geeignet [28, 43, 56]. Wird der potentielle Versagensmechanismus allerdings vom Scherversagen der Trennflächen und weniger von der globalen Gebirgsfestigkeit bestimmt und es mithin zu kinematischen Prozessen kommt, ist das System zur Bestimmung der Gebirgsparameter nicht geeignet [18, 43]. In solchen Fällen ist eine diskrete Modellierung einem Kontinuumsmodell vorzuziehen [15].

Für eine angemessene Bestimmung des GSI ist jedenfalls eine sorgfältige ingenieurgeologische Beschreibung des Gebirges unerlässlich [43]. Über die empirischen Korrelationen werden dann im Weiteren die homogenisierten Gebirgsparameter bestimmt. Akzeptable Gebirgskennwerte sind aber nur dann möglich, wenn in den empirischen Korrelationen neben dem Indexwert zusätzlich intakte Gesteinskennwerte einfließen (z. B. Elastizitätsmodul des intakten Gesteins E_i , siehe Kapitel 6.5.5 ab Seite 102) [50].

6.5.3 Anwendungsgrenzen am Beispiel des GSI-Systems

Zur Überprüfung der in Kapitel 6.5.1 und 6.5.2 angeführten Anwendungsgrenzen von Homogenisierungsmethoden wurden am Beispiel des GSI-Systems numerische Vergleichsrechnungen durchgeführt. Durch einen Vergleich der Ergebnisse aus einem Kontinuumsmodell (homogenisiertes Gebirge) und einem diskreten Modell sollen signifikante Unterschiede zwischen den beiden Methoden der Modellbildung aufgezeigt werden.

Das diskrete Modell (2D) wird mit dem Programm *UDEC v5.0* (*universal distinct element code*) der Firma Itasca Consulting Group Inc. [35] berechnet. Die Festigkeit und die Verformungseigenschaften des intakten Gesteins sowie die Trennflächenkennwerte, welche für die diskrete Modellierung erforderlich sind, liegen bereits aus der vorangegangenen Gebirgscharakterisierung vor.

Für die Berechnung des Kontinuumsmodells (2D) wird das Programm *Phase² v8.0* in der Version 8.010 der Firma Rocscience Inc. [52] verwendet. Die Eingangsparameter werden mit dem GSI-System und dem allgemeinen Hoek-Brown Bruchkriterium (Gleichungen siehe Anhangskapitel F.6.1 auf Seite 134) bestimmt.

Die Ermittlung des GSI erfolgt in dieser Arbeit über zwei unterschiedliche Ansätze, zum einen nach Cai et al. [14, 15] und zum anderen nach Dinc et al. [18]. Diese beiden Ansätze verwenden im Gegensatz zum ursprünglichen GSI-System bei dem der GSI aus einem Diagramm herausgelesen werden muss, empirische Gleichungen. Auf diese Weise kann einerseits

der subjektive Einfluss, welcher bei der Bestimmung des GSI über das Diagramm gegeben ist, verringert werden [25] und andererseits ist es unerfahrenen Projektierenden möglich, plausible Werte für den GSI zu ermitteln. Darüber hinaus ist die Anwendung mehrerer Ansätze zu Vergleichszwecken sinnvoll, da der GSI über empirische Gleichungen ermittelt wird und es folglich keine eindeutige Lösung gibt.

Der GSI für das Kontinuumsmodell wird lediglich über den Ansatz nach Cai et al. [14, 15] ermittelt. Für die Bestimmung der Gebirgsparameter der jeweiligen GA (siehe Kapitel 6.5.5 auf Seite 102) werden hingegen beide Ansätze verwendet.

GSI-System nach Cai et al. [14, 15]

Für die Ermittlung des GSI sind folgende Eingangsparameter erforderlich:

- Trennflächennormalabstand $s_{n,i}$ der Trennflächenschar i
- Durchtrennungsgrad λ_i der Trennflächenschar i
- Welligkeit J_W (*large-scale waviness factor*) der Trennflächen
- Rauigkeit J_S (*small-scale smoothness factor*) der Trennflächen
- Verwitterungsgrad J_A (*joint alteration factor*) der Trennflächen

Mit diesen Parametern wird zunächst das Blockvolumen V_b^0 berechnet sowie die Trennflächenbeschaffenheit J_C (*joint condition factor*) klassifiziert. Darauf basierend wird der GSI ermittelt. Die Gleichungen und Klassifizierungstabellen sowie eine detaillierte Beschreibung des GSI-Systems nach Cai et al. [14, 15] sind im Anhangskapitel F.7 (siehe ab Seite 137) angeführt.

Sind aus der Gebirgscharakterisierung die Durchtrennungsgrade λ_i der jeweiligen Trennflächenscharen (Schichtungs-, Schieferungs- und Kluftflächen) bekannt, kann ein äquivalentes Blockvolumen V_b bestimmt werden. Im Rahmen der Gebirgsparameterbestimmung für die jeweilige GA konnte jedoch festgestellt werden, dass die Differenz zwischen dem Blockvolumen V_b^0 und dem äquivalenten Blockvolumen V_b einen vergleichsweise geringen Einfluss auf den Wert des GSI hat.

Hierzu wurde der Durchtrennungsgrad der Schichtungs- und Schieferungsflächen $\lambda_{SS/SF}$ und der Kluftflächen λ_K für die jeweilige GA abgeschätzt und in die Kategorien in Tabelle 6.10 eingeteilt. Gebirge mit ausschließlich vollständig durchtrennter Trennflächen ($\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 100\%$) wird nicht als Festgestein (zerklüftetes Gebirge), sondern als Lockergestein angesprochen [46] und trifft in der vorliegenden Charakterisierung nur auf lockergesteinsähnliche Störungsgesteine (Kataklastite) zu. Die Gebirgsparameter werden für die Störungsgesteine (GA 11) sowie für die stark zerscherten Phyllite (GA 10) aufgrund der in Kapitel 6.5.1 und 6.5.2 angeführten Anwendungsgrenzen von Homogenisierungsmethoden nicht ermittelt. Insofern wird der Durchtrennungsgrad lediglich zwischen den Grenzen $\lambda_i = 0\%$ und $\lambda_i = 90\%$ kategorisiert.

Kategorie	Durchtrennungsgrad λ_i [%]
A	0 – 30
B	15 – 45
C	30 – 60
D	45 – 75
E	60 – 90

Tabelle 6.10: Einteilung der Durchtrennungsgrade λ_i in die Kategorien A – E

Anschließend wurde der GSI nach Cai et al. [15] einerseits mit dem Blockvolumen V_b^0 und andererseits mit dem äquivalenten Blockvolumen V_b für die GA 1–9 ermittelt. Um die Streubreite der Eingangsparameter der jeweiligen GA berücksichtigen zu können, wurde eine Monte-Carlo Simulation (Näheres in Kapitel 6.5.4) durchgeführt. Zur Veranschaulichung der Ergebnisse sind im linken Streudiagramm in Abbildung 6.12 der GSI_0 (Blockvolumen V_b^0) und der GSI (äquivalentes Blockvolumen V_b) gegenübergestellt. Über den Vergleich wird deutlich, dass der GSI geringfügig größere Werte als der GSI_0 annimmt.

Im rechten Streudiagramm in Abbildung 6.12 sind die residualen Werte des GSI dargestellt. Nach Cai et al. [14] kann durch Abminderung des Blockvolumens V_b bzw. V_b^0 , der Welligkeit J_W und der Rauigkeit J_S der GSI für Gebirge im gestörten Zustand (*post-failure*-Bereich, Gebirgsfestigkeit wurde überschritten) ermittelt werden. Unabhängig vom ursprünglichen Blockvolumen wird das Blockvolumen für Gebirge im gestörten Zustand nach Cai et al. [14] zumindest auf 10 cm^3 abgemindert. Infolge dessen ergeben sich bei einem ursprünglichen Blockvolumen von $V_b > 10 \text{ cm}^3$ und $V_b^0 > 10 \text{ cm}^3$ für GSI_r und $GSI_{0,r}$ die gleichen Werte.

Nachdem der GSI vom Durchtrennungsgrad λ_i kaum beeinflusst wird und keine Informationen über die tatsächliche Durchgängigkeit der Schichtungs- bzw. Schieferungsflächen und der Klufflächen für die vorliegende Gebirgscharakterisierung vorliegen, wird der Durchtrennungsgrad λ_i vernachlässigt und das Blockvolumen V_b^0 für die Ermittlung des GSI verwendet. Über das allgemeine Hoek-Brown Bruchkriterium können anschließend die homogenisierten Gebirgsparameter berechnet werden (siehe Anhangskapitel F.6 ab Seite 134).

GSI-System nach Dinc et al. [18]

Für die Ermittlung des GSI sind folgende Eingangsparameter erforderlich:

- Trennflächennormalabstand $s_{n,i}$ der Trennflächenschar i
- Rauigkeit R_r (*roughness rating*) der Trennflächen
- Verwitterungsgrad R_w (*weathering rating*) der Trennflächen
- Eigenschaften der Trennflächenfüllungen R_f (*infilling (gauge) rating*)
- Einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ des intakten Gesteins

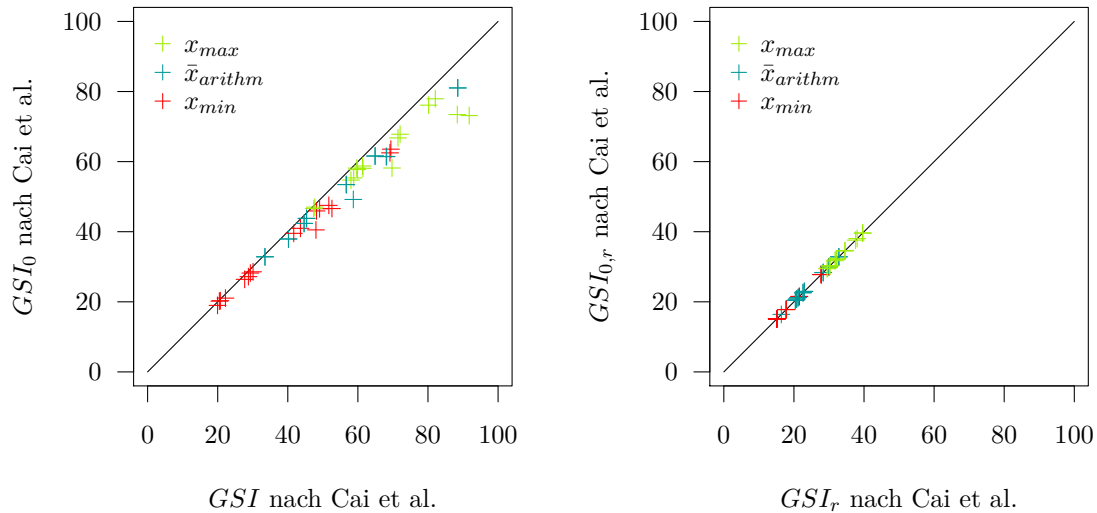


Abbildung 6.12: GSI nach Cai et al. [14, 15] – Einfluss des Durchtrennungsgrades λ_i , links: GSI des Gebirges im ungestörten Zustand, rechts: GSI_r des Gebirges im gestörten Zustand (residual).

- Elastizitätsmodul E_i des intakten Gesteins
- Störungsgrad D (*disturbance factor*)
- Verzahnungsgrad d_i (*degree of interlocking*)

Ähnlich wie beim GSI-System nach Cai et al. [15] wird beim GSI-System nach Dinc et al. [18] zunächst die Blockgröße über den Faktor J_v (*volumetric joint count*) berücksichtigt. Daraufhin sind die Reduzierungsfaktoren r_{SR} , r_{mb} und r_s unter Berücksichtigung des Störungsgrades D und des Verzahnungsgrades d_i zu ermitteln sowie die Trennflächenbeschaffenheit SCR (*surface condition rating*) zu klassifizieren. Über die einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und den Elastizitätsmodul E_i des intakten Gesteins ist die Gesteinhärte A aus einem Diagramm herauszulesen. Anschließend kann der Parameter SRR_c (*compressive strength reducing ratio*), welcher äquivalent zum GSI ist, ermittelt werden. Die Gleichungen und Klassifizierungstabellen bzw. -diagramme sowie eine detaillierte Beschreibung des GSI-Systems nach Dinc et al. [18] sind im Anhangskapitel F.8 (siehe ab Seite 141) angeführt.

Über ein neu formuliertes Hoek-Brown Bruchkriterium können erst die äquivalenten Hoek-Brown Parameter (siehe Anhangskapitel F.8.6 ab Seite 148) und darauf folgend die homogenisierten Gebirgsparameter nach Hoek et al. [33] (siehe Anhangskapitel F.6 ab Seite 134) berechnet werden.

Numerische Vergleichsrechnungen

Für die numerischen Berechnungen wurde ein tiefliegender Tunnel mit kreisrundem Querschnitt angenommen. Der Hohlraum weist einen Radius von $R_0 = 5$ m auf und die Überlagerung (GOK – Tunnelzentrum) beträgt $H_0 = 500$ m. Der Seitendruckbeiwert wurde aufgrund der hohen Überlagerung mit $k_0 = 1$ festgelegt. Bei beiden numerischen Berechnungen (*UDEC*, *Phase²*) wurde eine Modellgröße von 100×100 m gewählt. In Abbildung 6.13 ist das diskrete Modell und in Abbildung 6.14 das Kontinuumsmodell schematisch dargestellt.

Neben den numerischen Berechnungen mit *UDEC* und *Phase²* werden die Verformungen zur Kontrolle zusätzlich mit zwei analytischen Lösungen nach Hoek [31] (siehe Anhangskapitel F.10 ab Seite 154) bzw. nach Feder & Arwanitakis [24] (siehe Anhangskapitel F.9 ab Seite 149) bestimmt. Die Eingangsparameter werden wie für das Kontinuumsmodell über das GSI-System und dem allgemeinen Hoek-Brown Bruchkriterium ermittelt.

Um mögliche Anwendungsgrenzen von Homogenisierungsmethoden feststellen zu können, werden insgesamt sechs verschiedene Varianten berechnet und interpretiert. Die einzelnen Varianten unterscheiden sich hinsichtlich der Eigenschaften des intakten Gesteins und der Trennflächen, wobei die jeweiligen Kennwerte aus drei spezifizierten GA (1.1, 6.1, 8.2) stammen.

In Tabelle 6.11 sind die Gesteins- und Trennflächenkennwerte sowie der GSI und die dazugehörigen Hoek-Brown Parameter der Varianten 1–6 angeführt. Darüber hinaus sind jene für die jeweilige Berechnungsmethode (Hoek, Feder, *Phase²*, *UDEC*) erforderlichen Eingangsparameter mit einem „x“ gekennzeichnet.

In den Abbildungen 6.15–6.20 sind die Ergebnisse aus den numerischen und analytischen Berechnungen der jeweiligen Variante dargestellt. In der oberen Grafik in den Abbildungen ist der verformte Hohlraumquerschnitt aus *UDEC* abgebildet, wobei Verschiebungsfaktoren v. a. in rot bis braun größere Verschiebungen kennzeichnen und meist mit Blockkinematik in Zusammenhang stehen. In der unteren Grafik sind die Verformungen aus den numerischen Berechnungen (*Phase²*, *UDEC*) und aus den analytischen Berechnungen (Hoek, Feder) gegenübergestellt. Für die Interpretation der unteren Grafik ist jedoch die nachfolgende Anmerkung zu beachten.

Anmerkung zur unteren Grafik in den Abbildungen 6.15 – 6.20:

Mit *UDEC* können kinematische Prozesse der Gebirgsstruktur abgebildet werden. Somit ist es einerseits möglich, dass kompetente, kinematisch freie Blöcke in das Hohlrauminnere fallen können und andererseits kann es zufolge Scherversagen entlang von Trennflächen an lokalen Stellen der Tunnallaibung zu vergleichsweise sehr großen Verformungen kommen. Im Gegensatz dazu können mit homogenen Berechnungsansätzen (*Phase²*, Feder, Hoek), bei denen verschmierte Gebirgsparameter für die Berechnungen verwendet werden, nur „gleichmäßige“ Radialverformungen ermittelt werden. Darüber hinaus werden die scheinbar maximalen Verformungen bei dem diskreten Modell kontinuierlich größer, je länger das Modell berechnet

wird, da die kinematischen freien Blöcke immer weiter in den Hohlraum gleiten/fallen. Insofern ist ein Vergleich der Verformungen aus *UDEC* und der Verformungen aus den homogenen Berechnungsansätzen grundsätzlich nicht sinnvoll.

Um einen Vergleich dennoch zu ermöglichen, sind in der unteren Grafik von den homogenen Berechnungsansätzen (*Phase²*, *Feder*, *Hoek*) die Werte der maximalen Verformungen (z. B. *Phase²*: $u = 0,11$ cm) und aus *UDEC* die Werte der geringsten Verformung (z. B. *UDEC*: $u = 0,84$ cm) angeführt. Die minimale Verformung aus *UDEC* resultiert zumindest bei den untersuchten Varianten eher aus der globalen Gebirgsverformung und weniger aus Überbrüchen (Gleiten von Blöcken in das Hohlrauminnere). Auf diese Weise können die Verformungswerte aller Berechnungsansätze miteinander verglichen werden.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der jeweiligen Varianten (vgl. Tabelle 6.11) kurz analysiert und interpretiert.

- 1. Variante (vgl. Abbildung 6.15): Der Trennflächenabstand ist im Vergleich zur Hohlraumgröße mit $s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,12$ bzw. $s_{n,K}/R_0 = 0,40$ vergleichsweise gering. Insofern und aufgrund der hohen Scherfestigkeit der Trennflächen kommt es im Fall des diskreten Modells nur zu sehr geringen Verschiebungen der Blöcke entlang der Trennflächen. Ein Block im Bereich des linken Kämpfers fällt zwar in das Hohlrauminnere, dies ist jedoch geometrisch bedingt durch die Verschneidung des Hohlraumes mit den Trennflächenscharen und nicht aufgrund der Gesteins- und Trennflächenkennwerte. Ob und wieviel Blöcke zufolge kinematischer Freiheit in das Hohlrauminnere fallen können, ist jedoch wesentlich von der Orientierung der Trennflächen abhängig. Auch wenn die Verformungen aus den homogenen Berechnungsansätzen in der unteren Grafik scheinbar gut mit den Verformungen aus dem diskreten Modell übereinstimmen, ist z. B. die Verformung aus dem diskreten Modell um den Faktor 7,6 größer als jene aus *Phase²*.
- 2. Variante (vgl. Abbildung 6.16): Die globale Gebirgsverformung des diskreten Modells ist bei gleichem Verhältnis des Trennflächenabstandes zur Hohlraumgröße aufgrund der geringeren Scherfestigkeit der Trennflächen geringfügig größer als jene der ersten Variante. In der unteren Grafik lässt sich jedoch bereits erkennen, dass sich im Bereich des rechten Kämpfers und im Bereich der linken Seite der Sohle jeweils ein größerer Keil ausgebildet hat, welcher in das Hohlrauminnere zu gleiten droht. Dieser Umstand spiegelt sich in den Ergebnissen der homogenen Berechnungsansätze überhaupt nicht wider. Zudem unterscheiden sich die Verformungen der homogenen Berechnungsansätze der ersten und der zweiten Variante nur unwesentlich, obwohl die Scherfestigkeit der Trennflächen der zweiten Variante geringer ist. Hierbei ist allerdings zu beachten, dass es schwierig bzw. zum Teil unmöglich ist, die Trennflächenbeschaffenheit bei Homogenisierungsmethoden so zu klassifizieren, dass beispielsweise der Index J_C (*joint condition factor*) des GSI-Systems nach Cai et al. [15] äquivalent zu den Trennflächenkennwerten φ_{TF} , c_{TF} und i_{TF} ist. Die Verformung aus dem diskreten Modell ist um den Faktor 7,9 größer als jene aus *Phase²*.
- 3. Variante (vgl. Abbildung 6.17): Das Verhältnis zwischen dem Trennflächenabstand und der Hohlraumgröße ist mit $s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,08$ bzw. $s_{n,K}/R_0 = 0,12$ im Vergleich

zu den ersten beiden Varianten deutlich geringer. Ferner weist das intakte Gestein geringere Festigkeits- und Verformungskennwerte und die Trennflächen eine geringere Scherfestigkeit auf. Wegen einer ungünstigeren Orientierung der Trennflächen bildet sich aufgrund der kinematischen Freiheit im Bereich der Firste ein beträchtlicher Überbruch aus. Die Verformung aus dem diskreten Modell ist um den Faktor 13,3 größer als jene aus *Phase*².

- 4. Variante (vgl. Abbildung 6.18): Die globale Gebirgsverformung des diskreten Modells ist bei gleichem Verhältnis des Trennflächenabstandes zur Hohlraumgröße aufgrund der geringeren Scherfestigkeit der Trennflächen größer als jene der dritten Variante. Das Volumen des Überbruches im Bereich der Firste ändert sich aufgrund der identen Orientierung des Trennflächengefüges nicht. Die Verformung aus dem diskreten Modell ist um den Faktor 3,6 größer als jene aus *Phase*².
- 5. Variante (vgl. Abbildung 6.19): Bei dieser Variante kommt es aufgrund des geringen Trennflächenabstandes ($s_{n,SS}/s_F/R_0 = 0,04$ bzw. $s_{n,K}/R_0 = 0,08$) und der geringen Scherfestigkeit der Trennflächen zu einem progressiven Scherversagen entlang der Trennflächen im Bereich der Sohle und der Firste. Die Verformung aus dem diskreten Modell ist um den Faktor 2,6 größer als jene aus *Phase*².
- 6. Variante (vgl. Abbildung 6.20): In der letzten Variante ist die Scherfestigkeit der Trennflächen im Vergleich zu den restlichen Varianten am geringsten. Dadurch ergeben sich auch die größten Verformungen. Darüber hinaus ist das progressive Scherversagen entlang der Trennflächen im Bereich der Sohle und der Firste weiter vorangeschritten. Die Verformung aus dem diskreten Modell ist um den Faktor 1,2 kleiner als jene aus *Phase*².

Zusammenfassend können folgende Schlüsse aus den Vergleichsrechnungen gezogen werden. Unabhängig der Gesteins- und Trennflächeneigenschaften werden die Verformungen mit Hilfe des Kontinuumsmodells (verschmierte Gebirgsparameter) deutlich unterschätzt. Die Verformungen sind im Vergleich zu den Verformungen aus dem diskreten Modell um den Faktor 2,6–13,3 geringer. Lediglich bei der letzten Variante wird die Verformungen um den Faktor 1,2 geringfügig überschätzt.

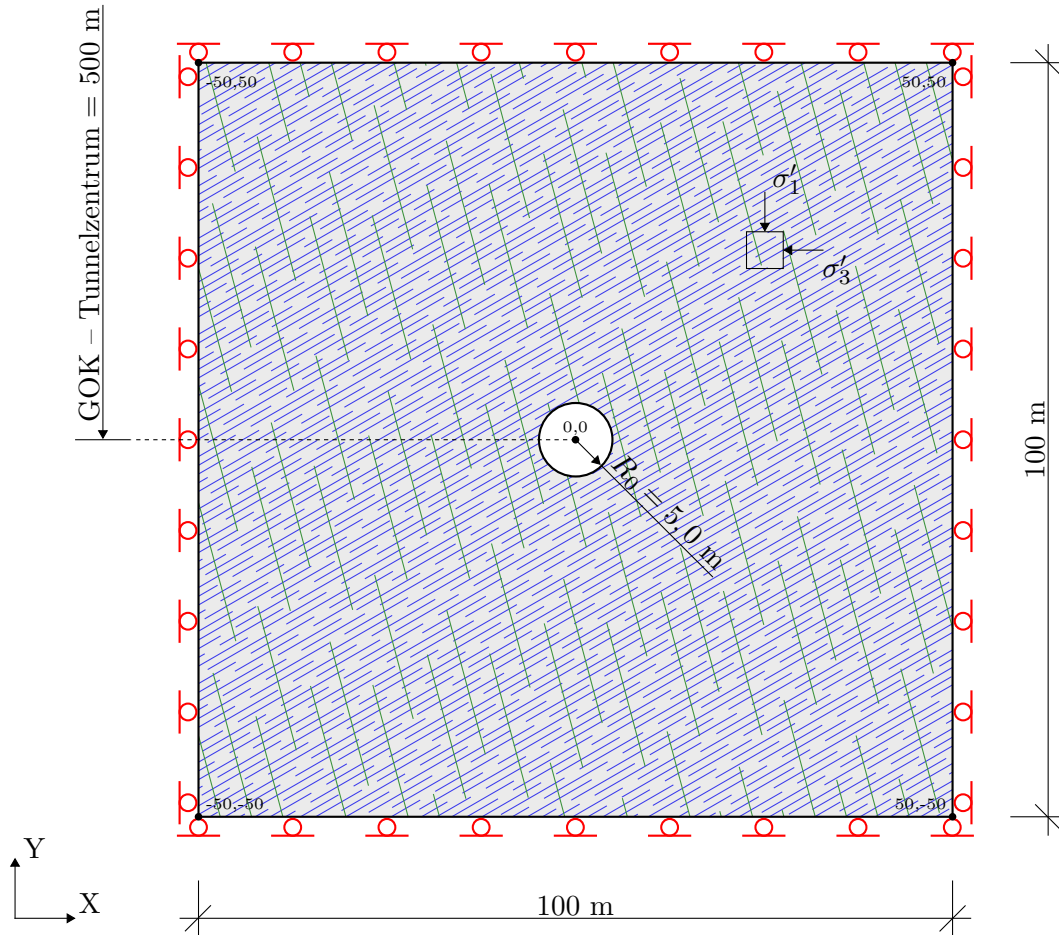
Werden die einzelnen Ergebnisse der analytischen Lösungen miteinander verglichen, so kann festgestellt werden, dass diese bei den ersten beiden Varianten gut übereinstimmen. Mit zunehmendem Scherversagen (Variante 3–6) liefert die analytische Lösung nach Hoek et al. [33] vergleichsweise zu geringe Verformungen. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass mit der analytischen Lösung nach Hoek [31] die Restfestigkeit des Gebirges im Gegensatz zur analytischen Lösung nach Feder & Arwanitakis [24] bzw. zu *Phase*² nicht berücksichtigt werden kann.

Bei Variante 1 und 2 liefert *UDEC* aufgrund kinematischer Prozesse zwar größere Verformungen und vereinzelt kleinere Überbrüche, die Verformungsgrößen zeigen sich aber in beiden Berechnungsansätzen in der selben Größenordnung. Der Unterschied ist in geotechnischer Hinsicht und in Hinblick auf die Ausbaudimensionierung annehmbar und zu einem gewissen Punkt vernachlässigbar. Demzufolge sind homogene Berechnungsansätze für die Ermittlung

der Gebirgsparameter und der Gebirgsverformungen bei günstigen Gesteins- und Trennflächeneigenschaften und geringer Gebirgszerlegung (hoher GSI-Wert) bis zu einem gewissen Punkt zulässig. Mit zunehmender Verschlechterung der Trennflächeneigenschaften (vgl. Variante 1 und 2) kommt es verstärkt zu Scherversagen entlang der Trennflächen und demzufolge zu größeren Überbrüchen.

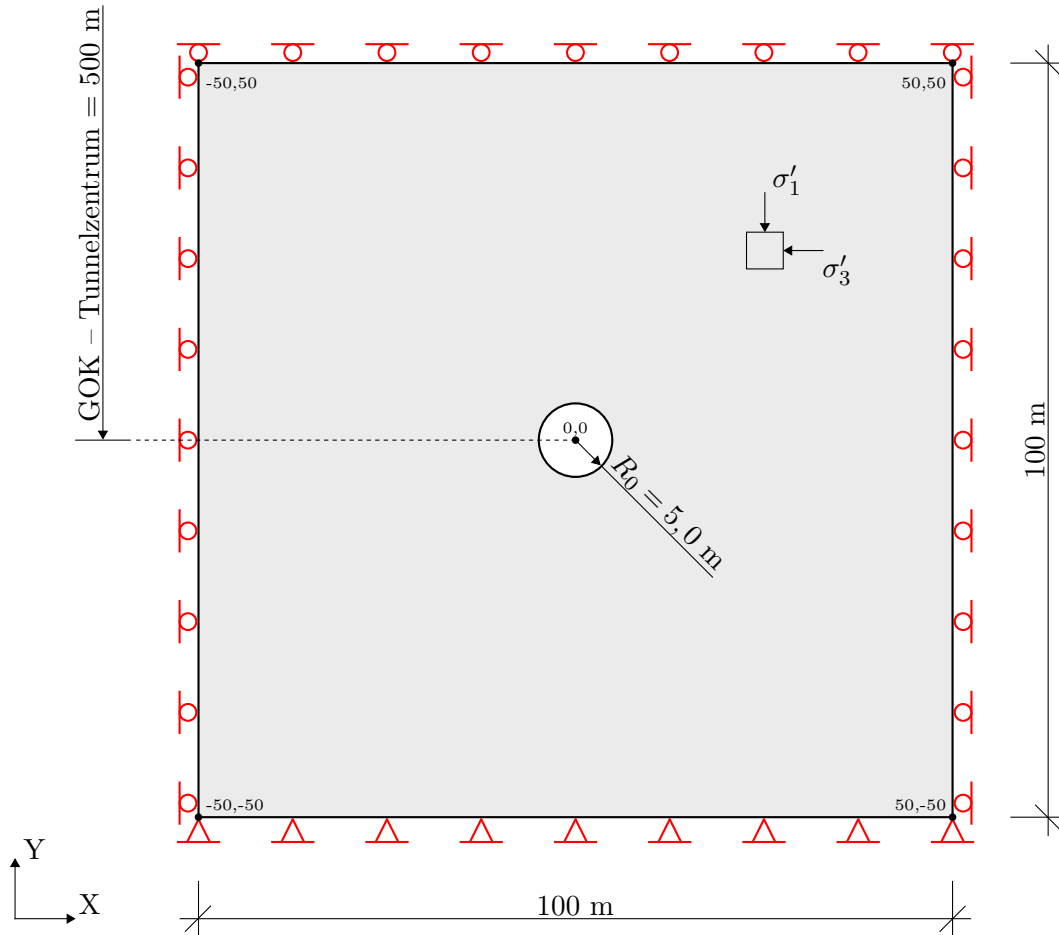
Demgegenüber sind homogene Berechnungsansätze für Gebirgsbereiche, welche vergleichbare Merkmale wie jene der Variante 3 und 4 aufweisen, weniger gut geeignet. Die Größenordnung der Verformungen ist im vorliegenden Fall der Variante 3 und 4 für einen gängigen Ausbau schadlos aufnehmbar. Durch kinematische Vorgänge kommt es lokal ausgeprägt zur Belastung des Ausbaus (asymmetrisches Lastbild), was aus tunnelstatischer Sicht bei kreisrunden Querschnitten den ungünstigsten Fall hinsichtlich Momenten- und Normalkraftverteilung darstellt. Homogene Berechnungsansätze können solche kinematischen Vorgänge nicht nachbilden und das Gebirgs- bzw. Systemverhalten ist, bei zunehmender Gebirgszerlegung mit einem diskreten Modell zu untersuchen. Die Gebirgszerlegung der Variante 3 und 4 ($s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,08$ bzw. $s_{n,K}/R_0 = 0,12$) stellt bei entsprechend guten Gesteins- und Trennflächeneigenschaften eine mögliche Anwendungsgrenze von homogenen Berechnungsansätzen dar.

Bei den letzten beiden Varianten ist der Zerlegungsgrad mit $s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,04$ bzw. $s_{n,K}/R_0 = 0,08$ bereits so groß, sodass im Gebirge unzählige Bewegungshorizonte für den Abbau von Spannungsspitzen vorhanden sind. Gemäß Cai et al. [14] stellt ein Gebirge mit Blockvolumina von $V_b^0 \approx 10 \text{ cm}^3$ den unteren Grenzwert der Zerlegung dar, der sich unabhängig von der ursprünglichen Zerlegung und nach hinreichender Schädigung einstellt. Durch die starke Abminderung der Gebirgsparameter durch den GSI verhält sich das stark zerlegte Gebirge annähernd wie ein homogenes Modell mit verschmierten Gebirgsparametern. Aus diesem Grund liefert *Phase*² vergleichbare Ergebnisse.



- Gesteinskennwerte: $\gamma, \varphi_i, c_i, \sigma_{t,i}, E_i, \nu$
- Allgemeine TF-Kennwerte: $\lambda_{TF}, \varphi_{TF}, \varphi_{TF,r}, c_{TF}, c_{TF,r}, i_{TF}, \sigma_{t,TF}, k_n, k_s$
- Schichtungs-/Schieferungsflächen: $s_{n,SS/SF}, \zeta_{SS/SF}$
- Kluftflächen: $s_{n,K}, \zeta_K$
- Gesperrte Freiheitsgrade: Parallel zur Modellebene
- 50,-50 X-Koordinate, Y-Koordinate

Abbildung 6.13: Numerische Vergleichsrechnung – Diskretes Modell (die Berechnung erfolgt mit dem Programm UDEC [35])



- Gesteins- und Gebirgskennwerte: $\gamma, \sigma_{c,i}, E_i, \nu, m_b, s^*, a^*, m_{b,r}, s_r^*, a_r^*$
- △ Gespernte Freiheitsgrade: Normal & parallel zur Modellebene
- Gespernte Freiheitsgrade: Parallel zur Modellebene
- 50,-50 X-Koordinate, Y-Koordinate

Abbildung 6.14: Numerische Vergleichsrechnung – Kontinuumsmodell (die Berechnung erfolgt mit dem Programm *Phase²* [52])

Variante	1	2	3	4	5	6	Hoek	Feder	Phase ²	UDEC	
GA	1.1		6.1		8.2						
Modell											
Hohlraumform	Kreisrunder Querschnitt								x	x	
Hohlraumgröße	$R_0 = 5,0$ m							x	x	x	x
Modellgröße	100 × 100 m									x	x
Kriterium	Hoek-Brown							x		x	
	Mohr-Coulomb							x	x		x
Spannungssituation											
H_0 [m]	500							x	x	x	x
γ [MN/m ³]	0,0275							x	x	x	x
k_0 [-]	1								x	x	x
Gestein											
$\sigma_{c,i}$ [MPa]	120		100		50		x	x	x		
φ_i [°]	45		40		30					x	
c_i [MPa]	24,58		23,32		14,43					x	
m_i [-]	15		10		5		x	x	x		
$\sigma_{t,i}$ [MPa]	0,1		0,1		0,1					x	
ν [-]	0,20		0,15		0,10		x	x	x	x	
E_i [MPa]	75.000		50.000		45.000		x	x	x	x	
Trennflächen											
$s_{n,SS/SF}$ [cm]	60		40		20		x	x	x	x	
$s_{n,K,1} = s_{n,K,2}$ [cm]	200		60		40		x	x	x	x	
λ_{TF} [%]	100		100		100					x	
$\zeta_{SS/SF}$ [°]	20		30		15					x	
$\zeta_{K,1}$ [°]	80		70		40					x	
φ_{TF} [°]	40	35	35	25	25	20				x	
$\varphi_{TF,r}$ [°]	35	30	30	20	20	16				x	
c_{TF} [MPa]	2	1,5	1	0,5	0,9	0,5				x	
$c_{TF,r}$ [MPa]	1	0,5	0,1	0	0,1	0				x	
i_{TF} [°]	20	15	15	10	10	5				x	
$\sigma_{t,TF}$ [MPa]	0		0		0					x	
k_n [MPa/m]	30.000 ¹		30.000 ¹		30.000 ¹					x	
k_s [MPa/m]	2.000 ¹		2.000 ¹		2.000 ¹					x	
J_W [-]	3	2,5	2,5	1,5	2	1,5	x	x	x		
J_S [-]	3	2,5	2	0,6	2	1	x	x	x		
J_A [-]	0,75	1	0,75	1	1	2	x	x	x		
Gebirge											
GSI [-]	92,5	85,1	74,0	52,0	63,3	45,4	x	x	x		
m_b [-]	11,46	8,81	3,95	1,80	1,35	0,71	x	x	x		
s^* [-]	0,4327	0,1912	0,0555	0,0048	0,0170	0,0023	x	x	x		
a^{*2} [-]	0,50	0,50	0,50	0,51	0,50	0,51	x	x	x		
φ_{rm} [°]	54	54	47	42	34	29	x	x			
c_{rm} [MPa]	11,76	7,96	4,48	2,26	1,95	1,22	x	x			
E_{rm} [MPa]	72.773	69.557	40.042	17.250	26.763	10.351	x	x			
GSI_r [-]	39,9	34,3	34,8	27,8	30,3	21,5				x	
$m_{b,r}$ [-]	1,75	1,43	0,98	0,76	0,42	0,30				x	
s_r^* [-]	0,0013	0,0007	0,0007	0,0003	0,0004	0,0002				x	
a_r^{*2} [-]	0,51	0,52	0,52	0,53	0,52	0,54				x	
$\varphi_{rm,r}$ [°]	43	42	37	34	25	22		x			
$c_{rm,r}$ [MPa]	2,11	1,89	1,58	1,35	0,86	0,68		x			

x Erforderlicher Eingangsparameter für die jeweilige Berechnungsmethode (Hoek, Feder, Phase², UDEC)

1 Die Werte wurden auf Basis von Labordaten, Erfahrungswerten und Werten aus der Literatur angenommen.

2 Die äquivalenten Hoek-Brown Parameter a^* bzw. a_r^* sind nur der Vollständigkeit halber angeführt. Für die homogenen Berechnungsansätze (Hoek, Feder, Phase²) wird für den äquivalenten Hoek-Brown Parameter ein Wert von $a^* = a_r^* = 0,5$ angesetzt.

Tabelle 6.11: Eingangsparameter der numerischen Berechnungen (Phase², UDEC) und der analytischen Berechnungen (Hoek [31], Feder & Arwanitakis [24])

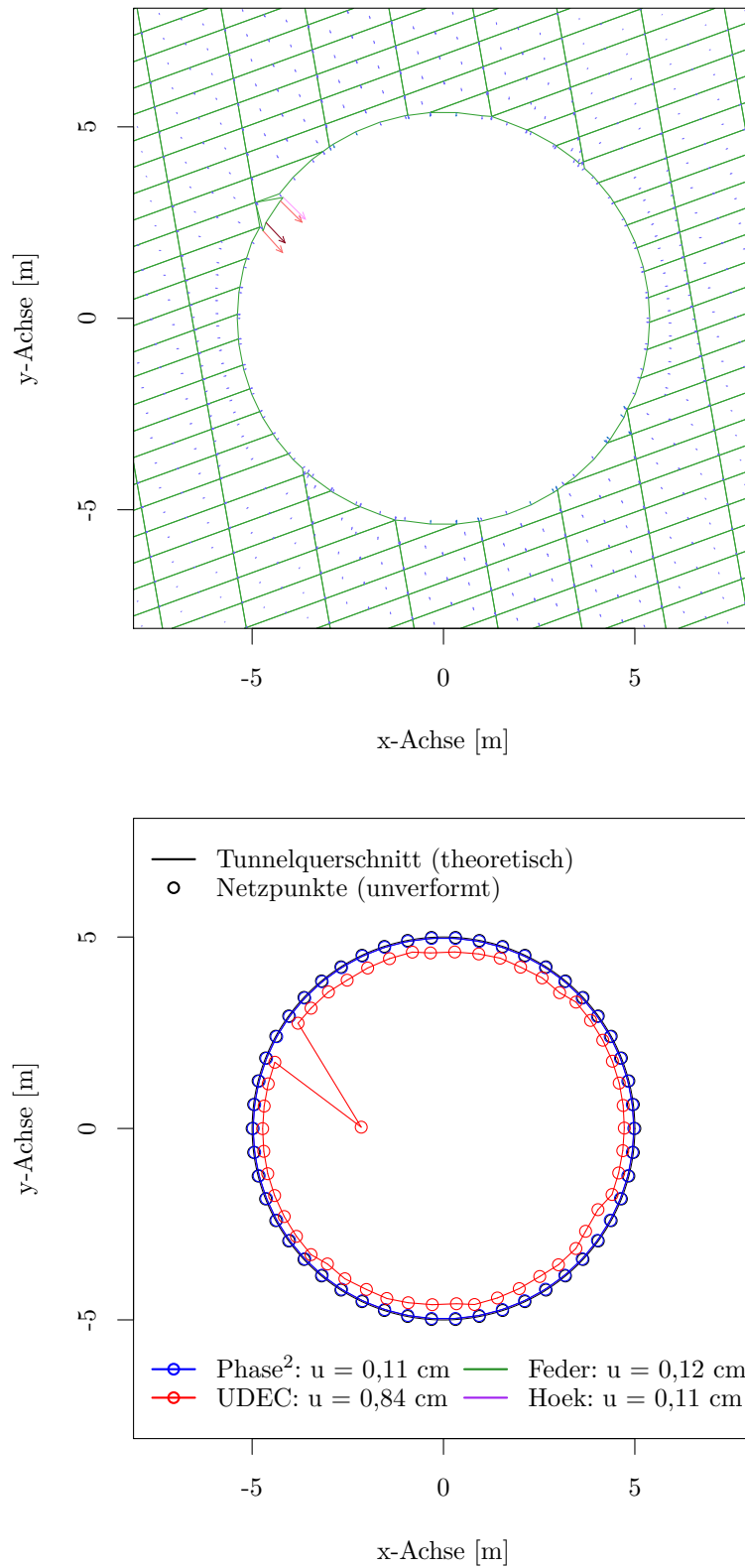


Abbildung 6.15: Vergleichsrechnung – Modell 1 ($s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,12$, $s_{n,K}/R_0 = 0,40$, die Verformungen sind um den Faktor 25 erhöht, Anmerkung auf Seite 84 beachten!)

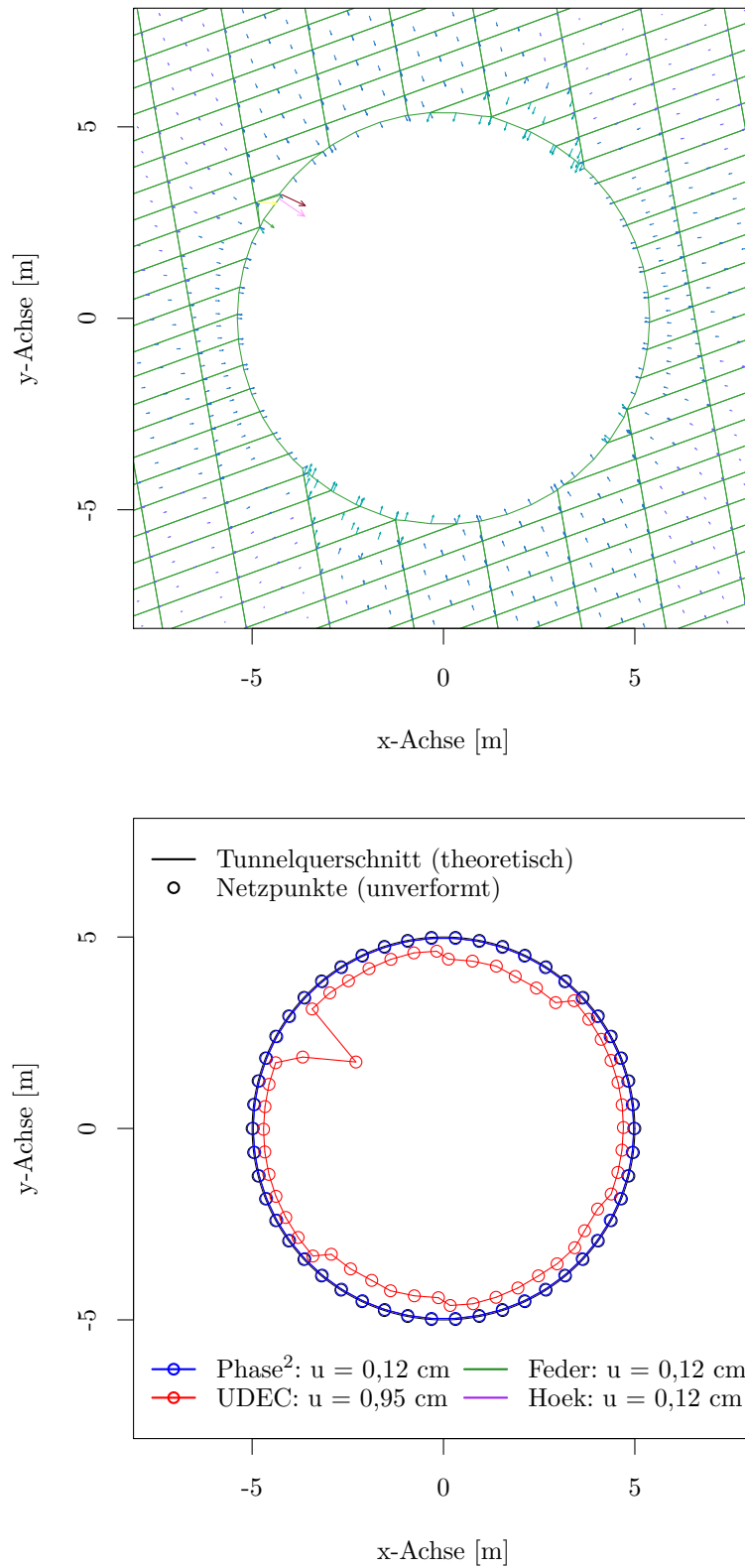


Abbildung 6.16: Vergleichsrechnung – Modell 2 ($s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,12$, $s_{n,K}/R_0 = 0,40$, die Verformungen sind um den Faktor 25 erhöht, Anmerkung auf Seite 84 beachten!)

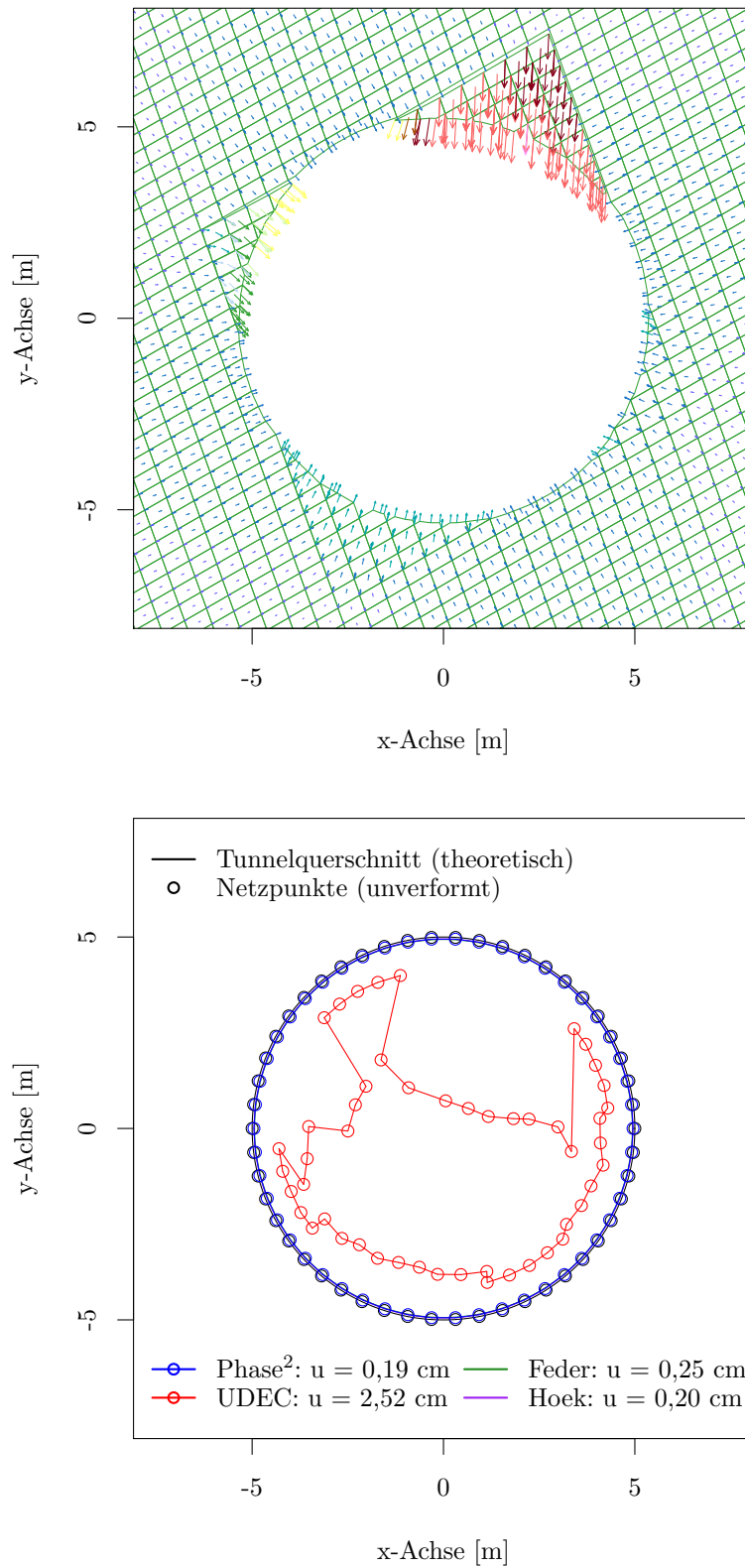


Abbildung 6.17: Vergleichsrechnung – Modell 3 ($s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,08$, $s_{n,K}/R_0 = 0,12$, die Verformungen sind um den Faktor 25 erhöht, Anmerkung auf Seite 84 beachten!)

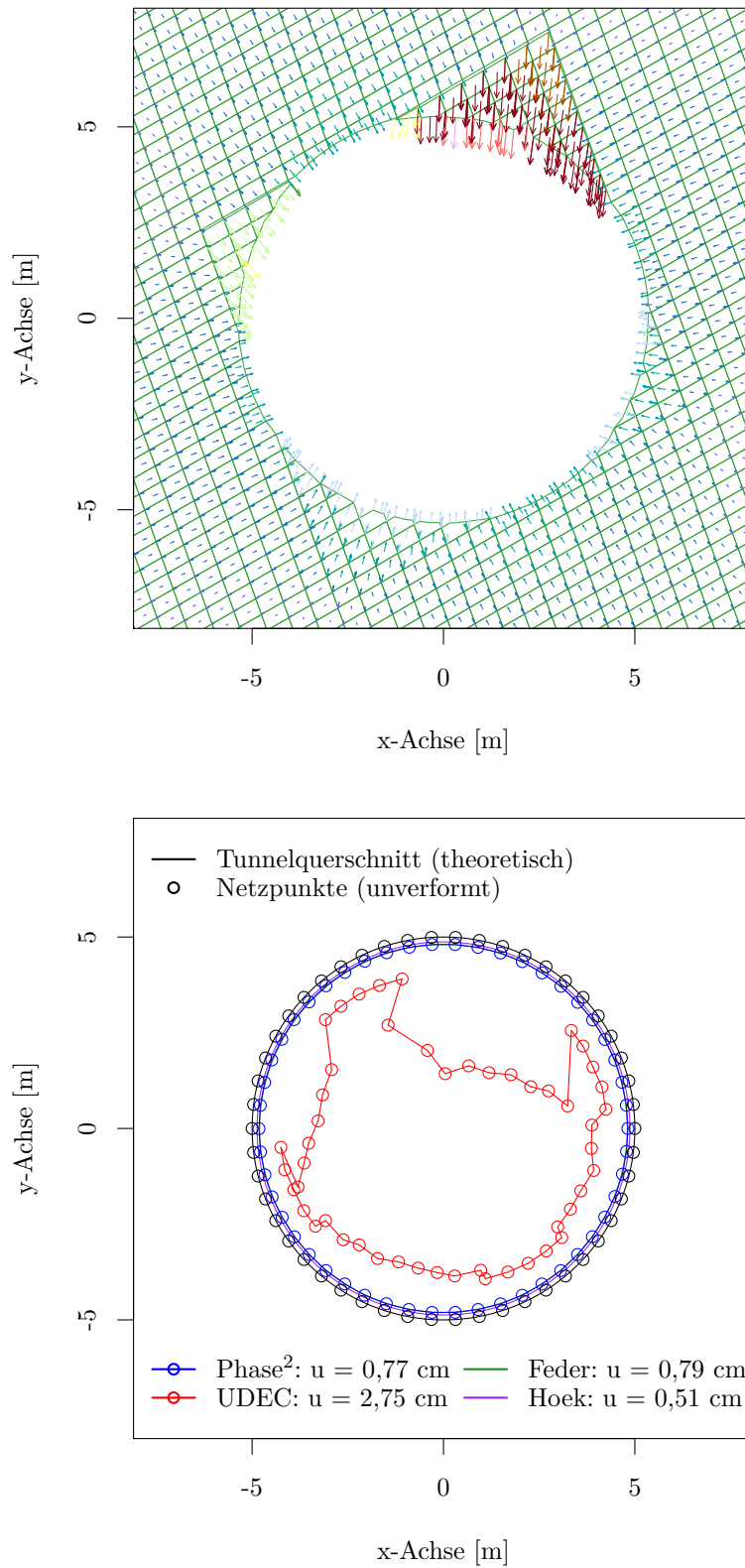


Abbildung 6.18: Vergleichsrechnung – Modell 4 ($s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,08$, $s_{n,K}/R_0 = 0,12$, die Verformungen sind um den Faktor 25 erhöht, Anmerkung auf Seite 84 beachten!)

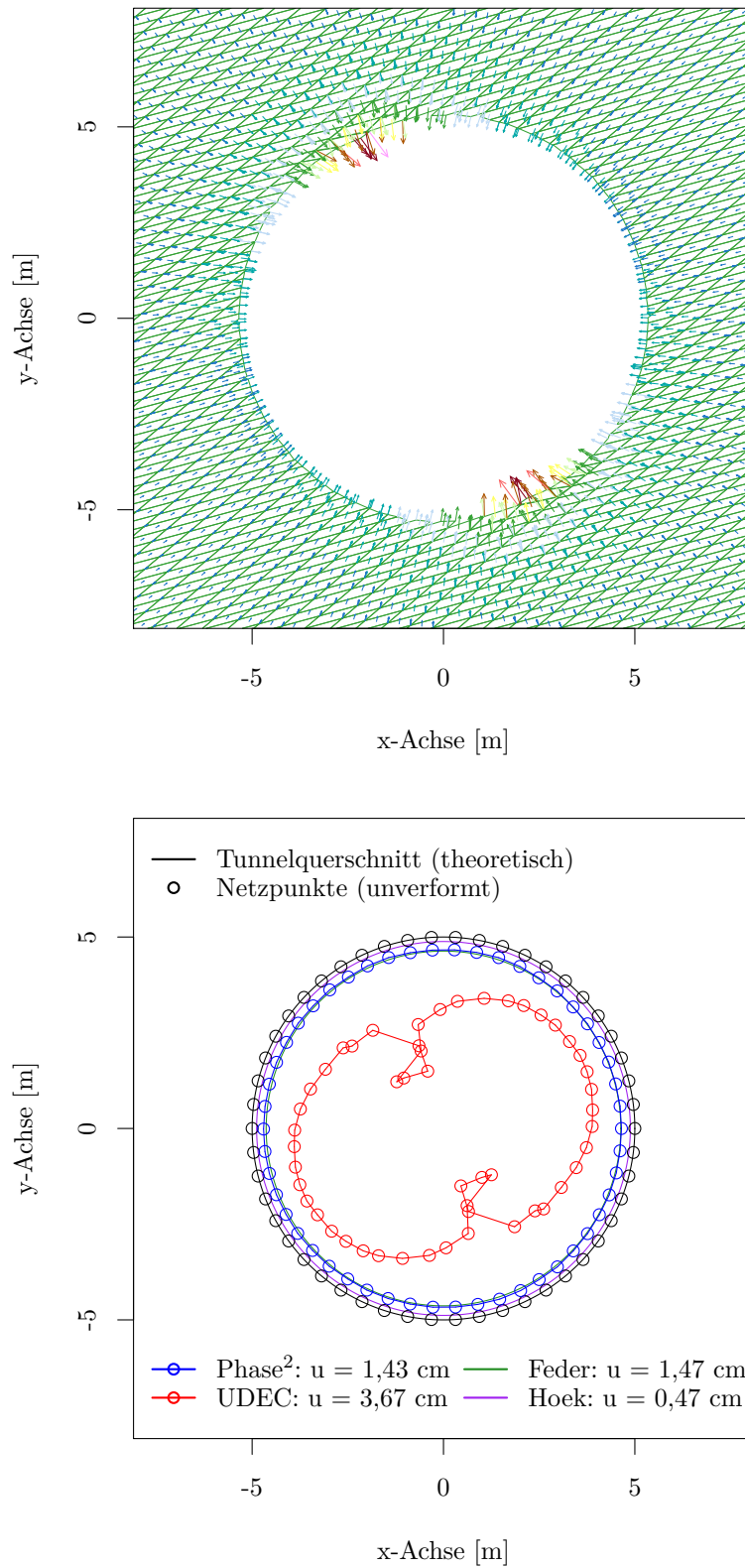


Abbildung 6.19: Vergleichsrechnung – Modell 5 ($s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,04$, $s_{n,K}/R_0 = 0,08$, die Verformungen sind um den Faktor 25 erhöht, Anmerkung auf Seite 84 beachten!)

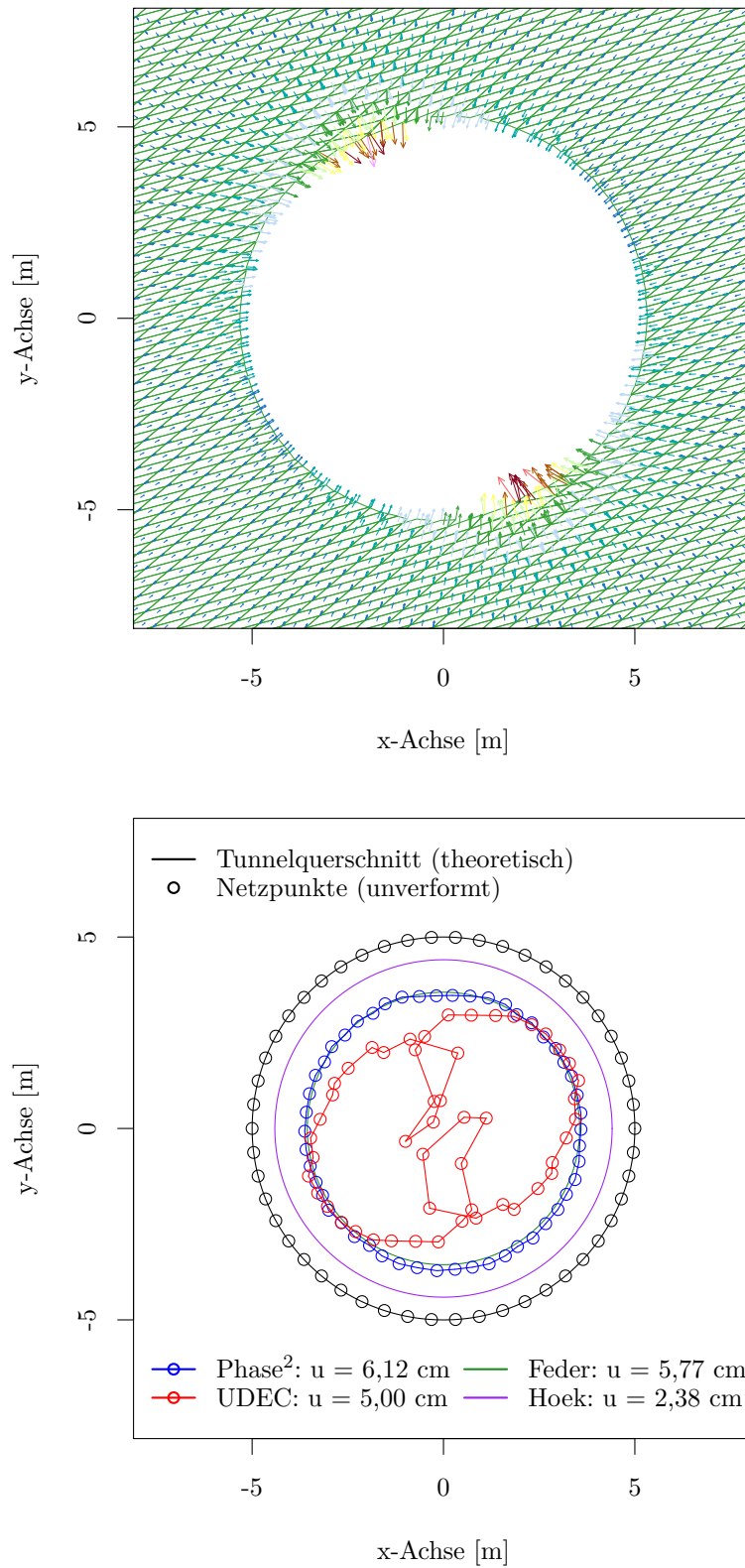


Abbildung 6.20: Vergleichsrechnung – Modell 6 ($s_{n,SS/SF}/R_0 = 0,04$, $s_{n,K}/R_0 = 0,08$, die Verformungen sind um den Faktor 25 erhöht, Anmerkung auf Seite 84 beachten!)

6.5.4 Monte-Carlo Simulation

Die Monte-Carlo Simulation stellt eine mathematische Methode dar, mit der es möglich ist, Berechnungen mittels der Modellierung von Zufallszahlen mehrfach durchzuführen [41]. Mit jedem Berechnungsschritt (Simulation) wird eine neue Kombination der Eingangsparameter innerhalb deren Streubreite (z. B. $\sigma_{c,i,min} = 50$ MPa, $\sigma_{c,i,max} = 80$ MPa) und unter Berücksichtigung der Häufigkeitsverteilung der Parameter ermittelt und für die Berechnung herangezogen. Werden ausreichend viele Simulationen durchgeführt, erhält man einen guten Überblick über die mögliche Ergebnisbandbreite sowie die Verteilung und die Eintrittswahrscheinlichkeiten der Ergebnisse.

Voraussetzung für eine angemessene Monte-Carlo Simulation ist die in geotechnischer Hinsicht plausible Festlegung der Parametergrenzen und der Verteilungsfunktion [41] entsprechend der Parametercharakteristik. Gemäß der tatsächlichen Verteilung eines Kennwertes (vgl. Histogramme im Anhangskapitel A.3) ist diesem eine Verteilungsfunktion (z. B. Normalverteilung, Beta-Verteilung, PERT-Verteilung) zuzuweisen. Die Verteilungsfunktionen an sich verfügen über charakteristische Merkmale hinsichtlich der Symmetrie, der Schiefe und der Streuung. Darüber hinaus ist der Bereich $[a,b]$, innerhalb dessen die jeweilige Verteilungsfunktion definiert ist, unterschiedlich (z. B. $[-\infty,b]$). Aus diesem Grund ist für die Bestimmung der Verteilungsfunktion jeder Kennwert separat zu betrachten. Ziel ist es schlussendlich, jene Verteilungsfunktion zu finden, welche die tatsächliche Verteilung eines Kennwertes am Besten wiedergibt.

Kann für einen Kennwert keine geeignete Verteilungsfunktion gefunden werden bzw. stehen für die Ermittlung der statistischen Maßzahlen (vgl. Kapitel 3.2 ab Seite 6) zu wenig Daten zur Verfügung ($n < 5$), so ist dem Kennwert eine gleichförmige Verteilungsfunktion ($x_{min} - x_{max}$) zuzuweisen. Die Annahme einer Verteilungsfunktion ist ohne Kenntnis der tatsächlichen Verteilung des Kennwertes nicht zielführend und kann irreführenden Ergebnissen liefern [41].

Exemplarisch ist in Abbildung 6.21 die tatsächliche Häufigkeitsverteilung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ der GA 1.1 dargestellt.

Die Verteilung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ ist aufgrund den wenigen Laborversuchsergebnissen, welche der GA 1.1 zugewiesen werden konnten, lückenhaft und weist eine große Streuung auf ($\sigma_{c,i,min} = 86$ MPa, $\sigma_{c,i,max} = 162$ MPa). Die fehlende Information über die Häufigkeit der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ innerhalb der Histogrammklasse 120–140 MPa (in Abbildung 6.21 mit „?“ gekennzeichnet) bringt Unsicherheiten bei der Wahl der theoretischen Verteilungsfunktion mit sich. Werden beispielsweise im Laufe der geotechnischen Planung acht weitere Druckversuche an Dolomit-/Kalkgesteinen durchgeführt, so kann sich hinsichtlich der Kennwertverteilung ein ganz neues Bild ergeben. Zur Veranschaulichung sind hierfür in Abbildung 6.22 zwei mögliche Szenarien dargestellt. Im ersten Fall (linkes Histogramm in Abbildung 6.22) werden aus allen Druckversuchen eine einaxiale Druckfestigkeit von $120 \text{ MPa} < \sigma_{c,i} < 140 \text{ MPa}$ ermittelt, wodurch die ursprüngliche Verteilung (vgl. Abbildung 6.21) nicht repräsentativ für die tatsächliche Kennwertverteilung wäre. Im zweiten Fall (rechtes Histogramm in Abbildung 6.22) würde sich die Vermutung aus der ursprünglichen Verteilung (vgl. Abbildung 6.21), dass die Häufigkeit mit zunehmender Druckfestigkeit kontinuierlich abnimmt, bestätigen. Insofern sind die gewählten Verteilungsfunktionen für die jeweiligen

Kennwerte mit zunehmendem Informationsstand zu kontrollieren und gegebenenfalls an die neue Kennwertverteilung anzupassen.

Wie schon erwähnt, sind für die Wahl der Verteilungsfunktion die Parametergrenzen festzulegen. In diesem Zusammenhang ist jedoch zu beachten, dass für die Bestimmung der GA z. B. die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ als Schlüsselparameter bereits in die Kategorien A–E (siehe Kapitel 6.3.1 ab Seite 63) eingeteilt wurde. Bei der Verteilungsfunktion für die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ muss demnach die Möglichkeit gegeben sein, die Grenzen innerhalb deren die Verteilungsfunktion definiert ist, angeben zu können. Dies ist allerdings nicht mit allen Formen der Verteilungsfunktion möglich. Die Normalverteilung ist etwa im Bereich $[-\infty, \infty]$ definiert. Dementsprechend würden mit der Monte-Carlo Simulation für die einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ Werte per Zufall generiert werden, welche im Fall der GA 1.1 die untere Grenze der Kategorie E ($\sigma_{c,i} > 80$ MPa) unterschreiten würden.

Für die Monte-Carlo Simulation zur Bestimmung der Häufigkeitsverteilung der Gebirgsparameter (siehe Kapitel 6.5.5 ab Seite 102) werden in der vorliegenden Arbeit daher nur die Beta-Verteilung und die PERT-Verteilung, bei denen eine explizite Angabe der Funktionsgrenzen $[a, b]$ möglich ist, in Betracht gezogen. In Abbildung 6.23 ist die simulierte Beta-Verteilung und in Abbildung 6.24 die simulierte PERT-Verteilung der tatsächlichen Verteilung gegenübergestellt.

Die Beta-Verteilung bildet sich aufgrund der großen Kennwertstreuung u-förmig aus und kann entgegen der Annahme, dass die Häufigkeit mit zunehmender Druckfestigkeit kontinuierlich abnimmt, die tatsächliche Verteilung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ nicht geeignet wiedergeben. Die PERT-Verteilung stimmt hingegen mit der Kennwertverteilung gut überein und wird im Folgenden als Verteilungsfunktion für alle Kennwerte verwendet.

Für die Definition der PERT-Verteilung ist neben dem minimalen Wert x_{min} , dem maximalen Wert x_{max} und dem Modalwert \bar{x}_{mod} eines Kennwertes noch zusätzlich ein Formfaktor α erforderlich, welcher die Schiefe der Flanken beeinflusst. Im linken Diagramm in Abbildung 6.25 sind beispielhaft vier unterschiedliche Verteilungsformen dargestellt. Der Formfaktor α ist entsprechend der tatsächlichen Verteilung für jeden Kennwert separat festzulegen.

Mit dem rechten Diagramm in Abbildung 6.25 soll abschließend noch gezeigt werden, dass die Häufigkeitsverteilung eines Kennwertes je nach Wahl der Klassengröße in einem relativen Histogramm (Ordinate: relative Häufigkeit) unterschiedlich dargestellt wird. Die Klassengröße ist im linken Histogramm mit 20 MPa und im rechten Histogramm mit 10 MPa festgelegt. Im Vergleich sind im rechten Histogramm jedoch mehr und größere Lücken ersichtlich. Für die Wahl des Formfaktors α ist entweder das Histogramm so zu erstellen, dass möglichst wenig Lücken vorhanden sind und die charakteristische Verteilung des Kennwertes gut abgebildet wird oder es sind statistische Tests für die Ermittlung des passenden Formfaktors α durchzuführen.

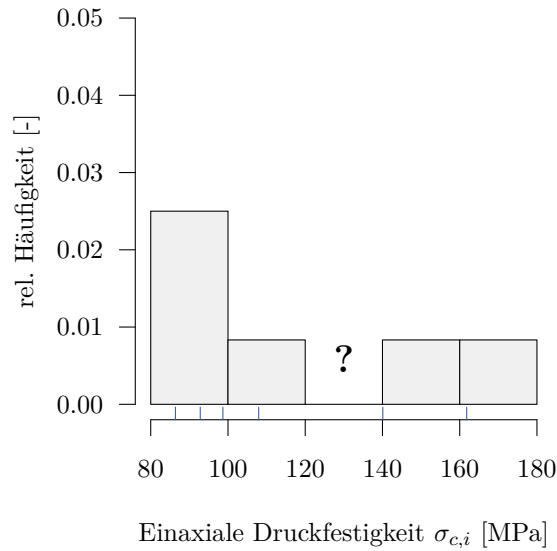


Abbildung 6.21: GA 1.1 | Dolomit-/Kalkgestein – Häufigkeitsverteilung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$

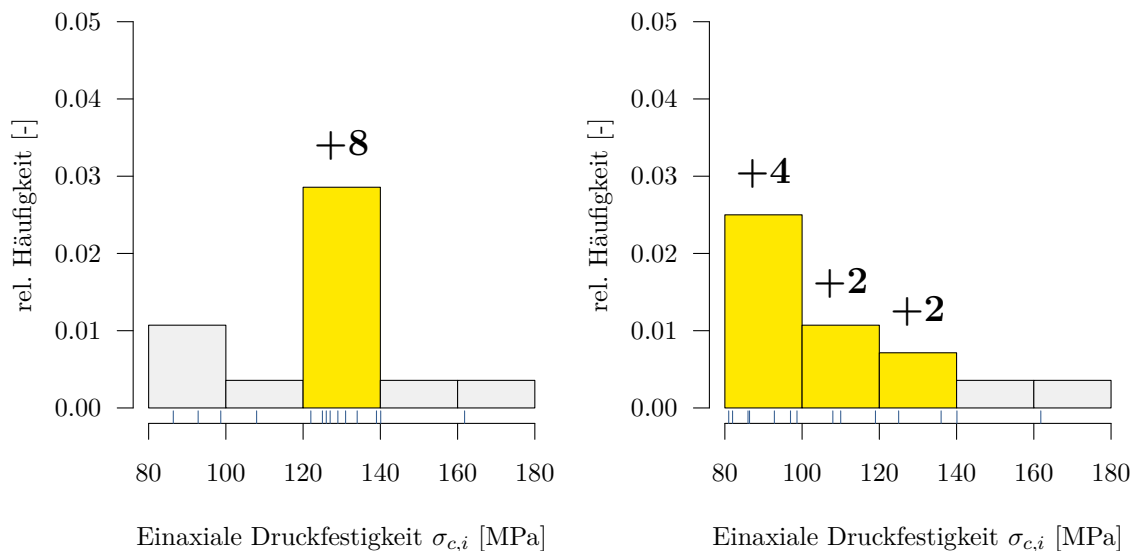


Abbildung 6.22: GA 1.1 | Dolomit-/Kalkgestein – Mögliche Häufigkeitsverteilungen der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$, wenn acht weitere Druckversuche durchgeführt werden.

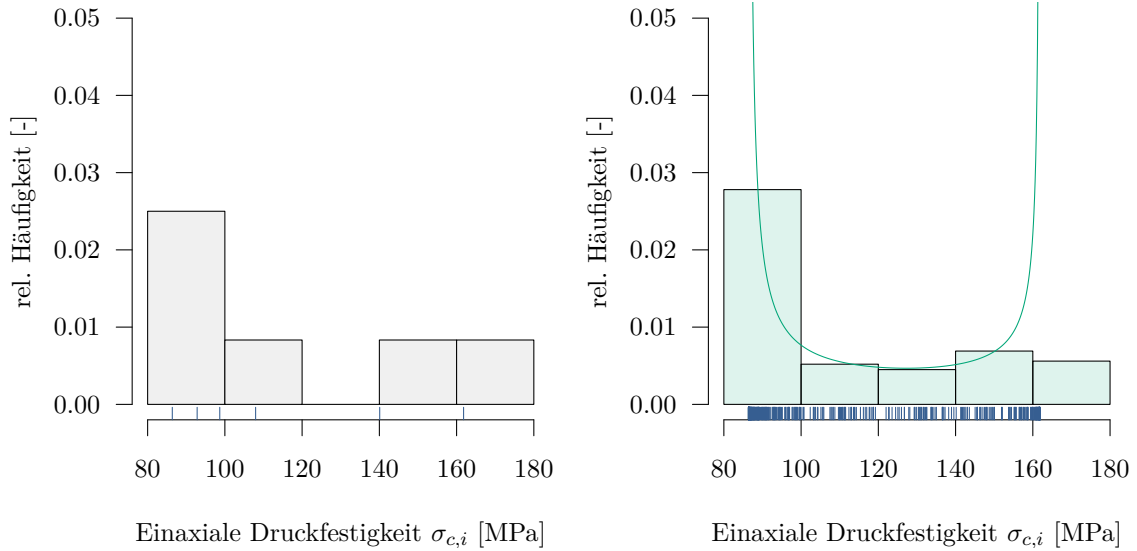


Abbildung 6.23: GA 1.1 | Dolomit-/Kalkgestein – Tatsächliche Verteilung und simulierte Beta-Verteilung (500 Simulationen) der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$

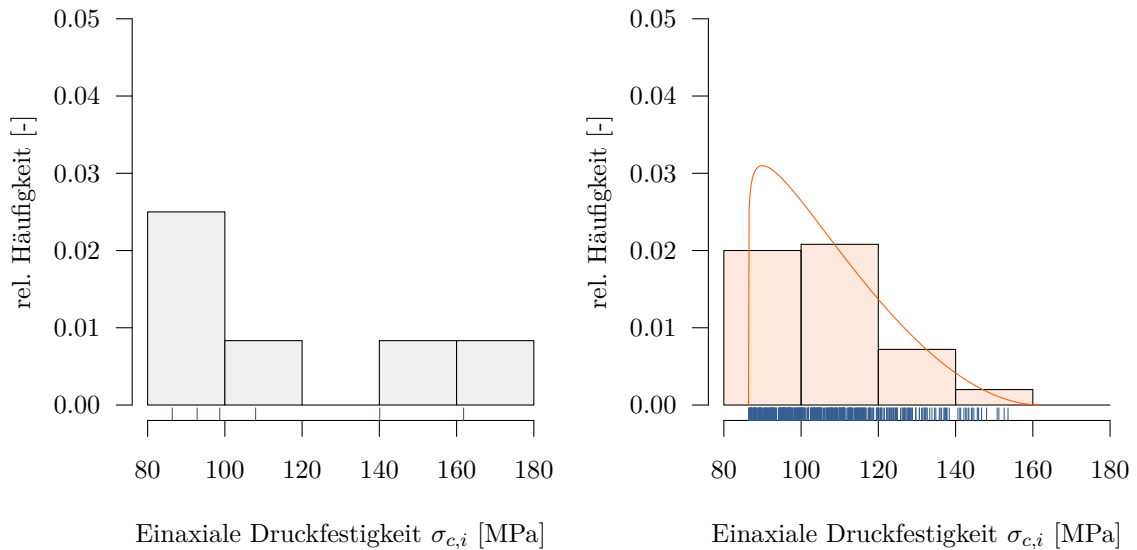


Abbildung 6.24: GA 1.1 | Dolomit-/Kalkgestein – Tatsächliche Verteilung und simulierte PERT-Verteilung (500 Simulationen) der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$

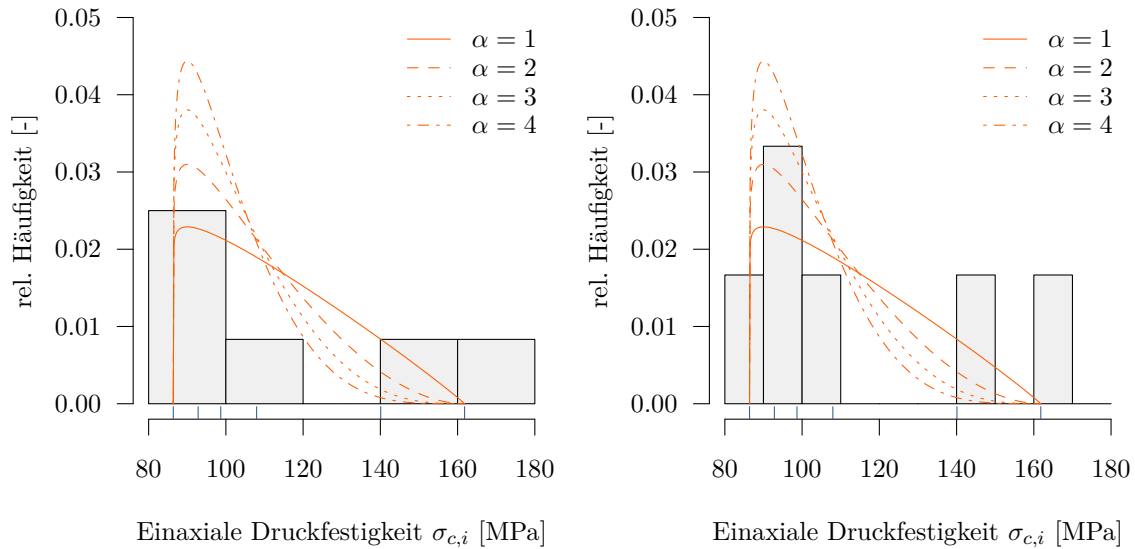


Abbildung 6.25: PERT-Verteilung – Einfluss des Formfaktors α auf die Verteilungsfunktion und Einfluss der Klassengröße auf die Darstellung der relativen Häufigkeitsverteilung eines Kennwertes.

Fließen in die Berechnung mehrere Parameter ein, kann mit Hilfe der Monte-Carlo Simulation eine Korrelations- und Sensitivitätsanalyse durchgeführt werden. Mit den Analysen kann einerseits ein möglicher Zusammenhang zwischen zwei oder mehreren Parametern identifiziert werden und andererseits kann der Einfluss einzelner Kennwerte auf die Berechnungsergebnisse festgestellt werden [19, 27]. Der Bestimmung von Kennwerten, welche den größten Einfluss auf die Ergebnisse (z. B. Verschiebungen) haben, ist im weiteren Verlauf des Projektes besondere Beachtung zukommen zu lassen. Durch die Berücksichtigung von Korrelationen kann die Bandbreite und die Streuung der Ergebnisse verringert werden. Eine unbegründete Unabhängigkeit zwischen Kennwerten kann hingegen zu unrealistischen Parameterkombinationen bei der Monte-Carlo Simulation führen [41].

Die Monte-Carlo Simulationen für die Bestimmung der Häufigkeitsverteilung der Gebirgsparameter (siehe Kapitel 6.5.5) wurden mit dem Open Source Programm *R* durchgeführt. Darüber hinaus stammen die Gleichungen und Informationen hinsichtlich der Verteilungsfunktionen aus den Dokumentationen für *R* [61].

6.5.5 Bestimmung der Gebirgsparameter

Genauso wie für die Ergebnisse aus Laborversuchsergebnissen sind auch die ermittelten Gebirgsparameter auf deren Plausibilität hin zu überprüfen.

Angesichts der Tatsache, dass für die Bestimmung der Gebirgsparameter qualitative und quantitative Parameter erforderlich sind (z. B. Zerlegungsgrad des Gebirges) und diese eine gewisse Streuung aufweisen, für die Indexwerte aus Klassifizierungssystemen bzw. für die Gebirgsparameter ebenfalls Bandbreiten anzugeben. Weiters gibt es für die Bestimmung der Gebirgsparameter mehrere Methoden (siehe Kapitel 6.5.1), welche allesamt ihre Daseinsberechtigung haben bzw. keine von ihnen unbegründet ausgeschlossen werden kann. Jede Methode kann unterschiedliche Ergebnisse liefern und dies ist, sofern Informationen für die bzw. von den jeweiligen Methoden vorhanden sind, in der Bandbreite der Gebirgsparameter zu berücksichtigen [15, 17].

Ist das Gebirge vorwiegend anisotrop, so sind die Gebirgsparameter in Abhängigkeit der dominierenden und der untergeordneten Verformungsrichtung anzugeben. Mit in situ Lastplattenversuchen können z. B. die Verformungseigenschaften normal und parallel zum Trennflächengefüge bestimmt werden. Die Berücksichtigung von anisotropen Verformungsverhalten ist, wie in Kapitel 6.5.2 bereits angeführt, mit Indexwerten aus Klassifizierungssystemen und den daraus ermittelten homogenisierten Gebirgsparametern nicht möglich.

Für die vorliegende Arbeit wird das Gebirge mit dem GSI-System nach Cai et al. [14, 15] (siehe Kapitel 6.5.3) und nach Dinc et al. [18] (siehe Kapitel 6.5.3) klassifiziert und mit dem Indexwert GSI die Festigkeitsparameter des Gebirges nach Hoek et al. [33] (siehe Anhangskapitel F.6 ab Seite 134) ermittelt. Für die Bestimmung des Gebirgsmoduls E_{rm} über den GSI bzw. über die äquivalenten Hoek-Brown Parameter a^* und s^* stehen u. a. folgende empirische Gleichungen zur Verfügung:

- Nach Hoek et al. [33]:

$$E_{rm} = \begin{cases} \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{c,i}}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} & \text{wenn } \sigma_{c,i} \leq 100 \text{ MPa} \\ \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{(GSI-10)/40} & \text{wenn } \sigma_{c,i} > 100 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.18)$$

- Nach Hoek & Diederichs [34]:

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15 \cdot D - GSI)/11}}\right) \quad (6.19)$$

- Nach Sonmez et al. [59]:

$$E_{rm} = E_i \cdot \left(s^{*a^*}\right)^{0,4} \quad (6.20)$$

In Abbildung 6.26 sind die drei Berechnungsansätze zu Vergleichszwecken gegenübergestellt, wobei die einaxiale Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul des intakten Gesteins mit $\sigma_{c,i} = 50 \text{ MPa}$ bzw. $E_i = 50.000 \text{ MPa}$ angenommen wurden. Der Einfluss des Störungsgrades

D auf die Ergebnisse wird durch drei Berechnungsvarianten mit $D = 0$, $D = 0,5$ und $D = 1$ berücksichtigt. Der GSI wird zwischen 0 und 100 variiert und das Verhältnis des Gebirgsmoduls E_{rm} zum Elastizitätsmodul E_i des intakten Gesteins berechnet. Auf den ersten Blick ist in Abbildung 6.26 sofort zu erkennen, dass der Berechnungsansatz nach Hoek et al. [33] bei $GSI > 80$, Werte für den Gebirgsmodul E_{rm} liefert, die größer sind als der Elastizitätsmodul E_i . Dies ist aufgrund der Unstetigkeiten im Gebirgsaufbau grundsätzlich nicht möglich. Darüber hinaus wird beim Berechnungsansatz nach Hoek et al. [33] der Elastizitätsmodul E_i des intakten Gesteins nicht berücksichtigt. Folglich wird der Ansatz nach Hoek et al. [33] für die Bestimmung des Gebirgsmoduls E_{rm} nicht verwendet.

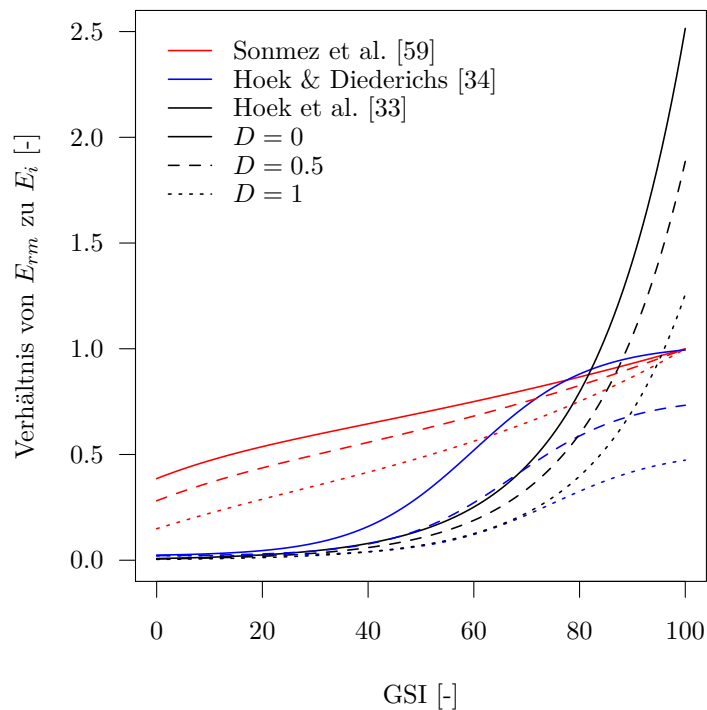


Abbildung 6.26: Gebirgsmodul E_{rm} – Vergleich verschiedener Lösungen ($\sigma_{c,i} = 50$ MPa, $E_i = 50.000$ MPa)

Die beiden anderen Berechnungsansätze liefern hingegen bei $GSI = 100$ und $D = 0$ (ungestörtes Gebirge mit mechanisch kaum wirksamen Trennflächen) einen Gebirgsmodul der ident zum Elastizitätsmodul des intakten Gesteins ist ($E_{rm} = E_i$). Große Unterschiede bestehen allerdings bei $GSI = 0$ (sehr stark zerlegtes Gebirge mit ungünstigen Trennflächeneigenschaften). Wenngleich der Berechnungsansatz nach Sonmez et al. [59] womöglich zu hohe Werte für den Gebirgsmodul E_{rm} liefert, so wird der Gebirgsmodul E_{rm} nach Hoek & Diederichs [34] unterschätzt. Der tatsächliche Wert für den Gebirgsmodul E_{rm} befindet sich vermutlich innerhalb der Ergebnisbandbreite der beiden Berechnungsansätze.

Für die Berücksichtigung der Parameterstreuungen wird die Berechnung der Gebirgsparameter mit Hilfe der Monte-Carlo Simulation (Erläuterung siehe Kapitel 6.5.4) durchgeführt. Die Ermittlung des Indexwertes SRR_c nach Dinc et al. [18] erfordert jedoch das Herauslesen der Gesteinshärte A aus dem Diagramm F.9 im Anhangskapitel F.8.4 (siehe Seite 145). Um dennoch eine Monte-Carlo Simulation durchführen zu können, wird für jede Gebirgsart ein Wertebereich für die Gesteinshärte A in Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und dem Elastizitätsmodul E_i des intakten Gesteins festgelegt (vgl. Abbildung 6.27).

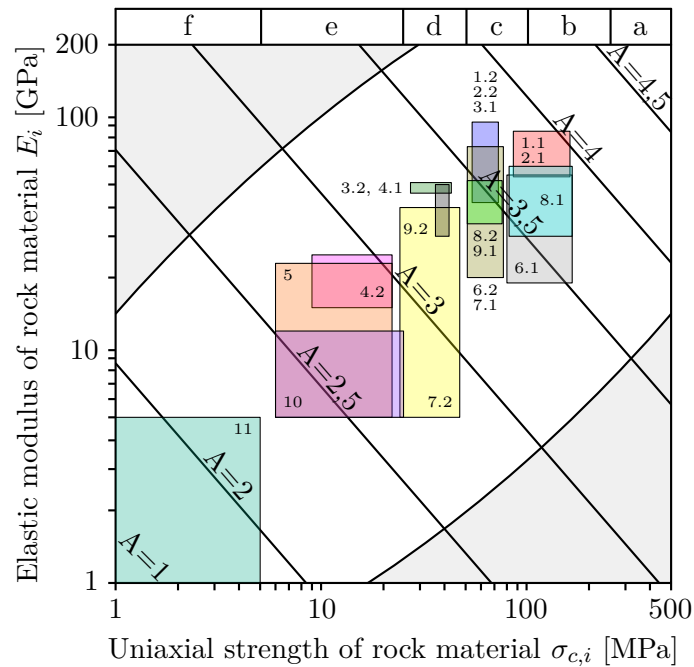


Abbildung 6.27: Gesteinshärte A nach Dinc et al. [18] – Wertebereich der jeweiligen GA für die Monte-Carlo Simulation

Des Weiteren ist es mit dem Indexwert SRR_c nach Dinc et al. [18] nicht möglich, den Gebirgsmodul E_{rm} nach Gleichung (6.19) zu berechnen. Stattdessen wird die Gleichung (6.20) nach Sonmez et al. [59] herangezogen.

In den Abbildungen 6.28 und 6.29 sind beispielhaft Ergebnisse der Monte-Carlo Simulation für die GA 2.1 in Form von Histogrammen dargestellt. Mithilfe der Monte-Carlo Simulation konnte beispielsweise eine mittlere Gebirgsfestigkeit von $\sigma_{c,rm} \approx 26$ MPa basierend auf dem GSI-System nach Cai et al. [15] ermittelt werden (vgl. Abbildung 6.28). Die gesamte Bandbreite der Gebirgsfestigkeit umfasst jedoch Werte zwischen $\sigma_{c,rm,min} \approx 12$ MPa und $\sigma_{c,rm,max} \approx 54$ MPa. Vergleicht man die Gebirgsparameter basierend auf dem GSI-System nach Cai et al. [15] und nach Dinc et al. [18], so kann festgestellt werden, dass die Gebirgsparameter nach Dinc et al. [18] allgemein geringere Werte annehmen.

Die aus den Verteilungskurven ermittelbaren statistischen Maßzahlen der jeweiligen Gebirgsparameter können im weiteren Verlauf der geotechnischen Planung u. a. für die Ermittlung des Gebirgsverhaltens und der Ausbaumaßnahmen verwendet werden.

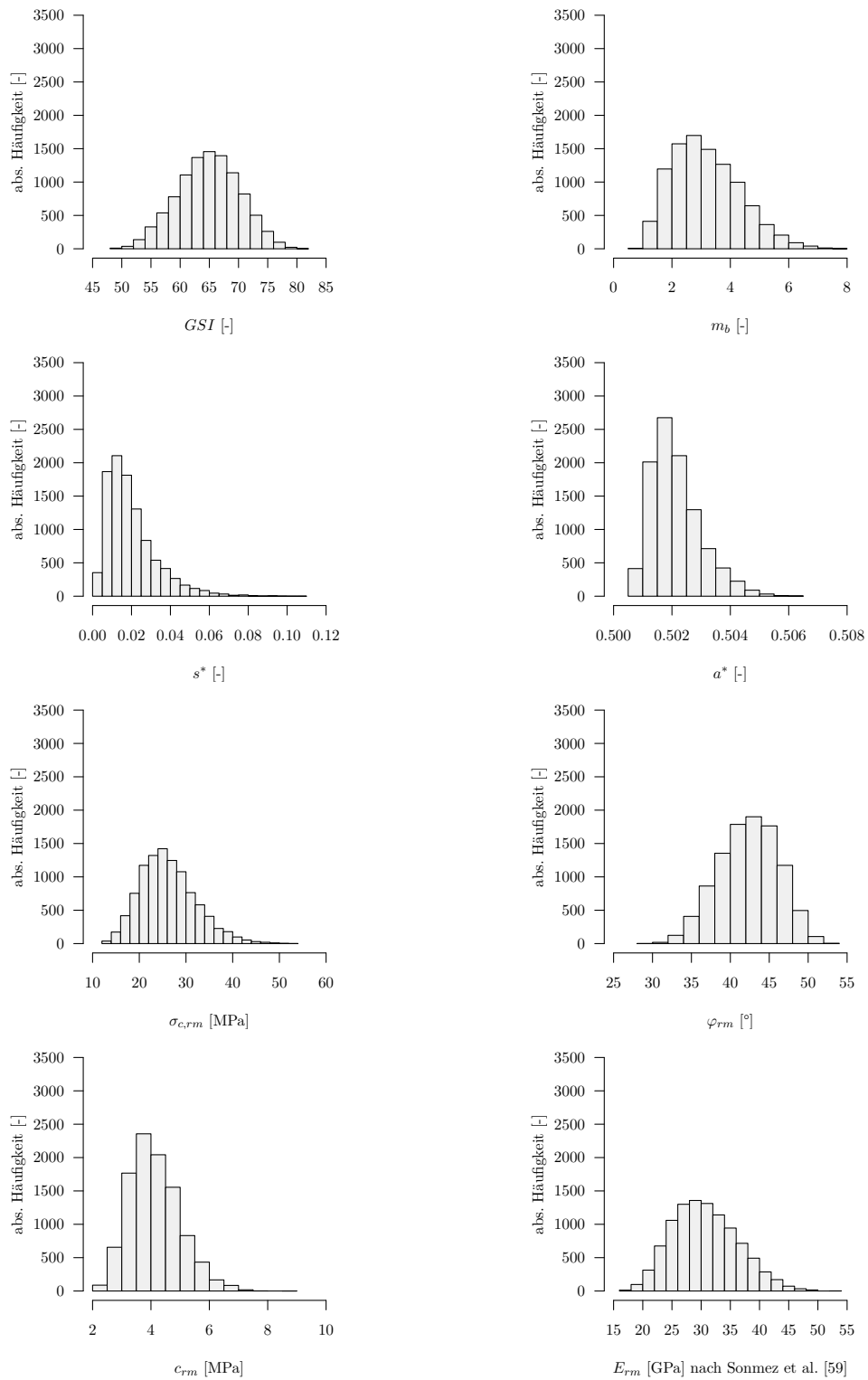


Abbildung 6.28: Monte-Carlo Simulation – Häufigkeitsverteilung einiger Berechnungsergebnisse aus dem GSI-System nach Cai et al. [14, 15]

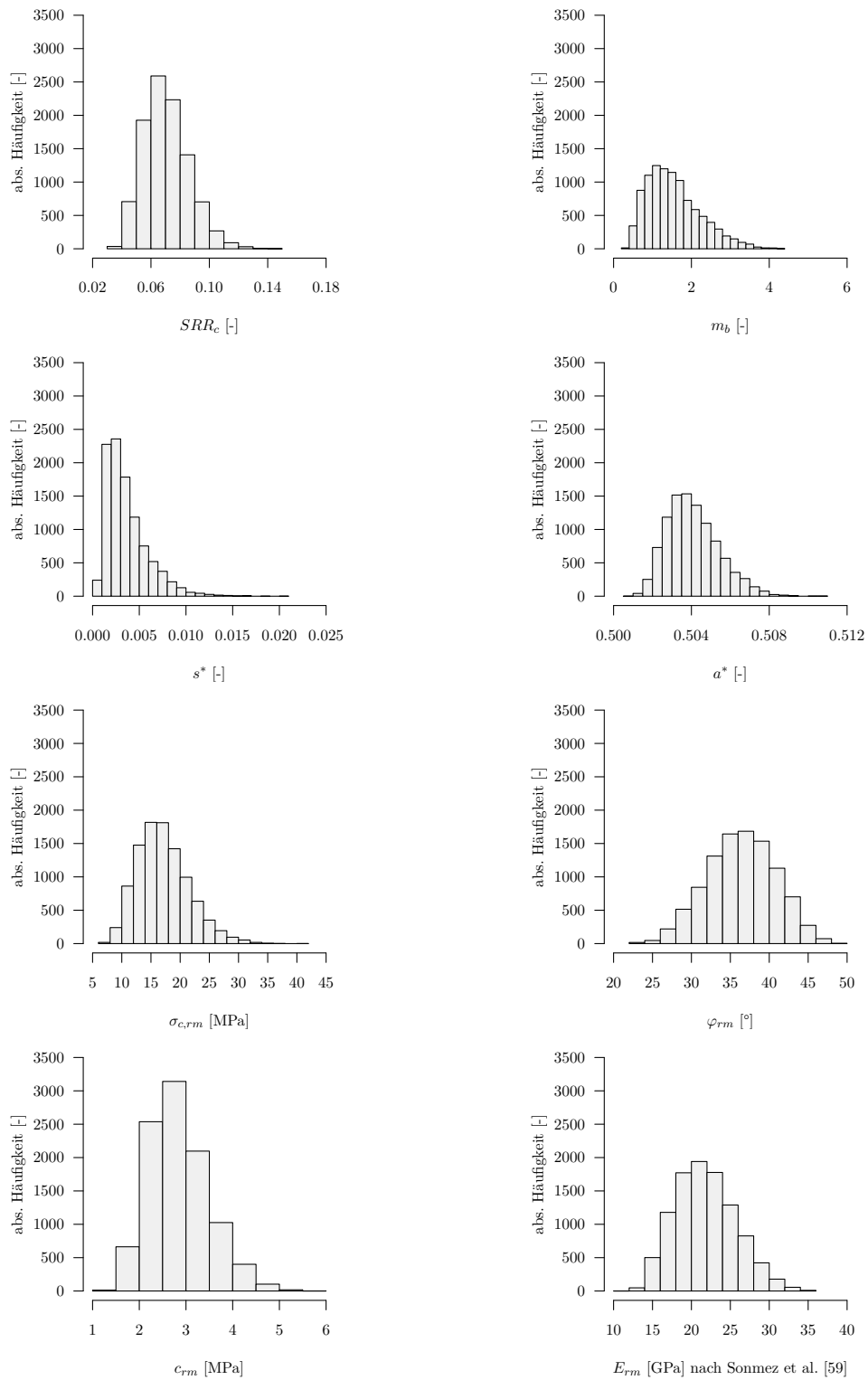


Abbildung 6.29: Monte-Carlo Simulation – Häufigkeitsverteilung einiger Berechnungsergebnisse aus dem GSI-System nach Dinc et al. [18]

7 Fazit

In dieser Arbeit wurde ein möglicher Weg zur Gebirgscharakterisierung im Sinne der geotechnischen Richtlinie [60] aufgezeigt. Basis für eine angemessene Gebirgscharakterisierung sind v. a. ein realistisches baugewissentliches Modell sowie die Ergebnisse aus Laborversuchen.

Bereits zu Beginn der geotechnischen Planung ist eine intensive Zusammenarbeit zwischen dem Planer und den Fachleuten aus anderen fachspezifischen Bereichen (z. B. Geologie, Hydrologie) zwingend erforderlich. Erst dadurch können Fehlinterpretationen von Gutachten und folglich falsche Annahmen und Überlegungen hinsichtlich der gebirgsspezifischen Verhältnisse vermieden werden. Darüber hinaus ist die Konsistenz der geotechnischen Planung von Beginn an gegeben. Ungeachtet dessen obliegt es dem Planer, sich mit den Gesteinen und dem Gebirge auseinanderzusetzen, um so einerseits eine Grundlage für die Kommunikation mit den Projektbeteiligten zu schaffen und andererseits ein gewisses Verständnis für das Gebirge zu erhalten.

Grundsätzlich kann von der Richtigkeit von Laborversuchsergebnissen ausgegangen werden. Aufgrund der hohen Signifikanz, welche den Laborversuchsergebnissen jedoch zukommt, sind diese kritisch zu betrachten. Mögliche Fehler im Datensatz sind auszumachen und die Prüfkörper aus Laborversuchen sind hinsichtlich der Anforderungen aus Normen und Richtlinien zu überprüfen. Abgesehen davon sind die Ergebnisse derart aufzubereiten, dass ausschließlich Ergebnisse von Laborversuchen mit gleicher Versuchsprozedur und ähnlicher Prüfkörperbeschaffenheit miteinander verglichen werden.

Qualitativ und quantitativ bestimmbare Kennwerte weisen im Allgemeinen eine natürliche Streubreite auf. Diese ist in der geotechnischen Planung zu berücksichtigen. Kommt ausschließlich ein deterministischer Ansatz (z. B. arithmetischer Mittelwert \bar{x}_{arithm}) für die Berechnungen zur Anwendung, gehen wichtige Informationen der Gebirgscharakteristik verloren und zum anderen wird eine scheinbare Genauigkeit der Ergebnisse vorgetäuscht. Demgegenüber kann mit einem probabilistischen Ansatz die gesamte Kennwertstreuung berücksichtigt und die Eintrittswahrscheinlichkeit sowie die Verteilung von Ergebnissen ermittelt werden. Mit Hilfe von Korrelations- und Sensitivitätsanalysen können vorab mögliche Zusammenhänge zwischen zwei oder mehreren Parametern sowie der Einfluss von Parametern auf die Berechnungsergebnisse festgestellt werden. Jenen Parametern, welche den größten Einfluss auf die Ergebnisse ausüben, sind im Zuge der geotechnischen Planung besondere Beachtung zu schenken.

Für die Bestimmung der Gebirgsarten sind auf Grundlage der zur Verfügung stehenden Informationen geotechnisch sinnvolle Schlüsselparameter zu definieren. Nachdem die gebirgs- und projektspezifischen Randbedingungen von Projekt zu Projekt unterschiedlich sind und jedes Untertagebauwerk somit einen Prototyp darstellt, sind auch die Schlüsselparameter mit

jedem Projekt neu zu überdenken. Werden Schlüsselparameter aus vorangegangenen Projekten vorschnell übernommen, können gewisse projektspezifischen Anforderungen möglicherweise nicht abgebildet werden.

Homogenisierungsmethoden stellen ein einfaches Werkzeug dar, um von den Gesteinskennwerten auf die Gebirgsparameter zu schließen. Jedoch können vor allem in stark strukturiertem Gebirge die Homogenisierungsmethoden die tatsächlich ablaufenden Mechanismen nicht abbilden und führen unter Umständen zu falsch gewählten Ausbaumaßnahmen.

Jede Vereinfachung in den Eingangsparametern und den angewandten Modellen führt unweigerlich zu erhöhten Unsicherheiten im weiteren Planungsprozess.

Symbole

A.1 Kleinbuchstaben

a	Hoek-Brown Konstante [-]
a^*	Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]
b	Länge der horizontalen Achse eines elliptischen Hohlraumes (entspricht der Breite des Hohlraumes) [m]
c_i	Kohäsion des intakten Gesteins [MPa]
$c_{rm,el}$	Äquivalente Kohäsion des Gebirges im <i>pre-failure</i> -Bereich [MPa]
$c_{rm,pl}$	Äquivalente Kohäsion des Gebirges im <i>post-failure</i> -Bereich [MPa]
c_{TF}	Kohäsion der Trennfläche [MPa]
d	Durchmesser [mm]
d_f	Stärke der plastischen Zone [m]
d_i	Verzahnungsgrad (<i>degree of interlocking</i>) [-]
d_k	Einzelkorndurchmesser des Gesteins [mm]
f_i	Trennflächenfrequenz der Trennflächenschar i [1/m]
h	Länge der vertikalen Achse eines elliptischen Hohlraumes (entspricht der Höhe des Hohlraumes) [m]
i	Dilatationswinkel der Trennfläche [°]
k_0	Seitendruckbeiwert [-]
k_n	Normalsteifigkeit [MPa/m]
k_s	Schubsteifigkeit [MPa/m]
l	Länge [mm]
\bar{l}_i	Akkumulierte Länge der vollständig durchtrennten Abschnitte der Trennflächenschar i [cm]
m_b	Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]
m_i	Hoek-Brown Konstante des intakten Gesteins [-]

n	Anzahl an Werten (entspricht dem Probenumfang) [-]
p	Vertikale Primärspannung [MPa]
p_i	Innendruck [MPa]
$p_{0,a}$	Asymmetrischer Anteil der vertikalen Primärspannung [MPa]
$p_{0,s}$	Symmetrischer Anteil der vertikalen Primärspannung [MPa]
$p_{k,el}$	Zugfestigkeit des Gebirges im <i>pre-failure</i> -Bereich entsprechend dem Mohr-Coulomb Bruchkriterium [MPa]
$p_{k,pl}$	Zugfestigkeit des Gebirges im <i>post-failure</i> -Bereich entsprechend dem Mohr-Coulomb Bruchkriterium [MPa]
r_{mb}	Reduzierungsfaktor [-]
r_s	Reduzierungsfaktor [-]
r_{SR}	Reduzierungsfaktor [-]
s	Hoek-Brown Konstante [-]
s^*	Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]
s'	Unkorrigierte Standardabweichung von n Werten
$s_{n,i}$	Trennflächennormalabstand der Trennflächenschar i [m]
$s'_{n,i}$	Äquivalenter Trennflächennormalabstand der Trennflächenschar i [cm]
$s_{n,min}$	Kleinster effektiver Trennflächennormalabstand [m]
u_{R_0}	Plastische Radialverformung in Abhängigkeit vom Winkel ψ [m]
$u_{R_0,a}$	Asymmetrischer Anteil der plastischen Radialverformung [m]
$u_{R_0,s}$	Symmetrischer Anteil der plastischen Radialverformung [m]
$u_{R_0,F}$	Plastische Radialverformung der Firste [m]
$u_{R_0,U}$	Plastische Radialverformung der Ulme [m]
$u_{\bar{R}}$	Radiale Verformung bei \bar{R} [m]
$u_{\bar{R},a}$	Asymmetrischer Anteil der elastischen Radialverformung [m]
$u_{\bar{R},s}$	Symmetrischer Anteil der elastischen Radialverformung [m]
$u_{\bar{R},F}$	Radiale Verformung oberhalb der Firste am Grenzkreis (Übergang von der plastischen Zone zu der elastischen Zone) [m]
$u_{\bar{R},U}$	Radiale Verformung seitlich der Ulme am Grenzkreis (Übergang von der plastischen Zone zu der elastischen Zone) [m]
v_c	Durchschallungsgeschwindigkeit [km/s]

\bar{x}_{arithm}	Arithmetischer Mittelwert von n Werten
x_{max}	Maximaler Wert
\bar{x}_{med}	Median von n Werten
x_{min}	Minimaler Wert

A.2 Großbuchstaben

A	Gesteinshärte (<i>hardness constant</i>) [-]
B	Sprödigkeit [GPa]
C	Konstante [-]
C_1	Koeffizient [-]
C_2	Koeffizient [-]
\bar{C}_1	Koeffizient [-]
\bar{C}_2	Koeffizient [-]
D	Störungsgrad (<i>disturbance factor</i>) [-]
E_i	Elastizitätsmodul des intakten Gesteins [GPa]
E_{dyn}	Dynamischer Elastizitätsmodul des intakten Gesteins [GPa]
E_{rm}	Gebirgsmodul [GPa]
F_B	Bruchlast [kN]
H_0	Überlagerung über Tunnelfirste [m]
J_A	Verwitterungskennzahl (<i>joint alteration factor</i>) nach Cai et al. [15] [-]
J_C	Trennflächenkennzahl (<i>joint condition factor</i>) nach Cai et al. [15] [-]
J_C^r	Reduzierte Trennflächenkennzahl (<i>residual joint condition factor</i>) nach Cai et al. [14] [-]
J_S	Rauigkeitskennzahl (<i>small-scale smoothness factor</i>) nach Cai et al. [15] [-]
J_S^r	Reduzierte Rauigkeitskennzahl (<i>residual small-scale smoothness factor</i>) nach Cai et al. [14] [-]
J_v	Anzahl an Trennflächen, welche ein Gebirgsvolumen von 1 m^3 kreuzen (<i>volumetric joint count</i>) [1/m]
J_W	Welligkeitskennzahl (<i>large-scale waviness factor</i>) nach Cai et al. [15] [-]
J_W^r	Reduzierte Welligkeitskennzahl (<i>residual large-scale waviness factor</i>) nach Cai et al. [14] [-]
K_{u,R_0}	Koeffizient [-]
$K_{u,\bar{R}}$	Koeffizient [-]
L_i	Gesamtlänge der Trennflächenschar i [cm]
N_D	Anzahl an Trennflächenscharen im gesamten betrachteten Gebirgsvolumen (<i>number of discontinuity sets</i> , $N_D \geq 3$) [-]

N_{SCR}	Normalisierte Trennflächenkennzahl (<i>normalized surface condition rating</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
R_0	Hohlraumradius [m]
R_f	Füllungskennzahl (<i>infilling (gauge) rating</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
R_r	Rauigkeitskennzahl (<i>roughness rating</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
R_w	Verwitterungskennzahl (<i>weathering rating</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
\bar{R}	Radius bei dem die Tangentialspannung σ_θ der vertikalen Primärspannung p_0 entspricht [m]
\tilde{R}	Radius der Gleitbruchzone [m]
SCR	Trennflächenkennzahl (<i>surface condition rating</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
S_n	Mittlerer Trennflächennormalabstand [m]
SR_d	Zerlegungskennzahl des Gebirges im gestörten Zustand (<i>structure rating for disturbed rock mass</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
SR_u	Zerlegungskennzahl des Gebirges im ungestörten Zustand (<i>structure rating for undisturbed rock mass</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
SRR_c	Festigkeitsreduzierungskennzahl (<i>compressive strength reducing ratio</i>) nach Dinc et al. [18] [-]
V_b	Äquivalentes Blockvolumen bei teilweise durchtrennter Trennflächen ($\lambda_i < 1$) [cm ³]
V_b^0	Blockvolumen bei vollständig durchtrennter Trennflächen ($\lambda_i = 1$) [cm ³]
V_b^r	Reduziertes Blockvolumen im <i>post-failure</i> -Bereich [cm ³]
V	Verformungsmodul des intakten Gesteins [GPa]
Z	Zähigkeit [-]

A.3 Griechische Buchstaben

χ_i	Schnittwinkel, welcher von zwei Trennflächenscharen aufgespannt wird [°]
$\varepsilon_{lateral}$	Querdehnung (orthogonal zur Belastungsrichtung) [-]
$\varepsilon_{longitudinal}$	Axiale Dehnung (parallel zur Belastungsrichtung) [-]
γ	Wichte des Gesteins [kN/m ³]
κ	Auflockerungsfaktor zur Berücksichtigung des verdrängten Volumens beim Bruchvorgang [-]
λ_i	Durchtrennungsgrad der Trennflächenschar i [%]
$\lambda_{p,el}$	Passiver Seitendruckbeiwert im <i>pre-failure</i> -Bereich [-]
$\lambda_{p,pl}$	Passiver Seitendruckbeiwert im <i>post-failure</i> -Bereich [-]
ν	Poissonzahl [-]
ω	Konstante [-]
φ_i	Reibungswinkel des intakten Gesteins [°]
φ_{TF}	Reibungswinkel der Trennfläche [°]
φ_r	Restreibungswinkel [°]
$\varphi_{r,TF}$	Restreibungswinkel der Trennfläche [°]
$\varphi_{rm,el}$	Äquivalenter Reibungswinkel des Gebirges im <i>pre-failure</i> -Bereich [°]
$\varphi_{rm,pl}$	Äquivalenter Reibungswinkel des Gebirges im <i>post-failure</i> -Bereich [°]
π	Mathematische Konstante [-]
ψ	Winkel in Umfangsrichtung beginnend bei der Firste [°]
ρ	Dichte des Gesteins [kg/dm ³]
σ'_1	Größte effektive Hauptnormalspannung [MPa]
σ'_3	Kleinste effektive Hauptnormalspannung [MPa]
$\sigma'_{3,max}$	Obere Grenze der kleinsten effektiven Hauptnormalspannung, unterhalb derer der Zusammenhang zwischen dem Hoek-Brown Kriterium und dem Mohr-Coulomb Kriterium gültig ist [MPa]
$\sigma'_{3,n}$	Verhältnis von der maximal noch zulässigen kleinsten effektiven Hauptnormalspannung zur einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins [-]
σ_c	Einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges [MPa]
$\sigma_{c,i}$	Einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]
$\sigma_{c,i(2)}$	Abgeminderte einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]

$\sigma_{c,rm}$	Globale Gebirgsfestigkeit (Verzahnungsgrad d_i unberücksichtigt) [MPa]
$\bar{\sigma}_{c,rm}$	Globale Gebirgsfestigkeit (Verzahnungsgrad d_i berücksichtigt) [MPa]
σ_n	Normalspannung [MPa]
σ_r	Radialspannung [MPa]
$\sigma_{r,\tilde{R}}$	Radialspannung am Grenzkreis (Übergang von der plastischen Zone zu der elastischen Zone) [MPa]
σ_t	Zugfestigkeit des Gebirges [MPa]
$\sigma_{t,i}$	Zugfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]
$\sigma_{t,sp}$	Spaltzugfestigkeit [MPa]
σ_θ	Tangentialspannung [MPa]
σ_v	Vertikale Primärspannung [MPa]
τ	Schubspannung [MPa]
τ_f	Scherfestigkeit [MPa]

Abkürzungen

BA	Berechnungsabschnitt(e)
CAI	<i>CERCHAR abrasivity index</i>
GA	Gebirgsart
GB	Gebirgsbereich(e)
GOK	Geländeoberkante
GSI	<i>Geological strength index</i>
GSI ^r	<i>Residual geological strength index</i>
GVT	Gebirgsverhaltenstyp(en)
H	Harnischfläche(n)
HB	Hoek-Brown
K	Kluftfläche(n)
MC	Mohr-Coulomb
OB	Ortsbrust
OeGG	Österreichische Gesellschaft für Geomechanik
SF	Schieferung
SS	Schichtung
SV	Systemverhalten
TA	Tunnelachse
TF	Trennfläche(n)
UCS	<i>Uniaxial compressive strength</i>
VKL	Vortriebsklasse(n)

Literatur

- [1] ÖNORM B 3124-4. 1981. *Prüfung von Naturstein; Mechanische Gesteinseigenschaften; Einaxiale Zugfestigkeit (Spaltzugfestigkeit)*. Österreichisches Normungsinstitut: Wien.
- [2] ÖNORM B 3124-9. 1986. *Prüfung von Naturstein; Mechanische Gesteinseigenschaften; Elastizitätsmodul, Arbeitslinie, Verformungsmodul und Querdehnzahl bei einaxialer Druckbelastung*. Österreichisches Normungsinstitut: Wien.
- [3] ÖNORM B 2203-1. 2001. *Untertagebauarbeiten – Werkvertragsnorm; Teil 1: Zyklischer Vortrieb*. Österreichisches Normungsinstitut: Wien.
- [4] ASTM D 5607-02. 2002. *Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force*. American Society for Testing and Materials: West Conshohocken.
- [5] ASTM D 2845-05. 2005. *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*. American Society for Testing and Materials: West Conshohocken.
- [6] ASTM D 7012-10. 2010. *Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens and Varying States of Stress and Temperatures*. American Society for Testing and Materials: West Conshohocken.
- [7] ALBER, M. 2001. Incorporation of Discontinuity Related Anisotropy into Rock Mass Classification. *Felsbau* 19 (2001), Nr. 4, S. 55–60, Verlag Glückauf: Essen.
- [8] AMADEI, B. & GOODMAN, R.E. 1981. A 3-D constitutive relation for fractured rock masses. In: SELVADURAI, A.P.S. (Hrsg.), *Mechanics of structured media: Proceedings of the International Symposium on the Mechanical Behaviour of Structured Media*, Ottawa, Kanada, 18–21 Mai, S. 267–286. Verlag Elsevier Scientific Pub. Co.: New York.
- [9] ANAGNOSTOU, G. & PIMENTEL, E. 2012. Zu den Felsklassifikationen mit Indexwerten im Tunnelbau. *Geotechnik* 35 (2012), Nr. 2, S. 83–93, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin.
- [10] BARTON, N.R. 1972. A model study of rock-joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 9 (1972), Nr. 5, S. 579–582, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [11] BLÜMEL, M. & BEZAT, F.A. 1999. Advanced control techniques for direct shear testing of jointed rock specimens. *ASTM Special Technical Publication* (1999), Nr. 1350, S. 276–289, Verlag ASTM International: West Conshohocken.

- [12] BLÜMEL, M., BUTTON, E.A. & PÖTSCH, M. 2002. Steifigkeitsabhängiges Scherverhalten von Fels. *Felsbau* 20 (2002), Nr. 3, S. 22–32, Verlag Glückauf: Essen.
- [13] BRADY, B.H.G. & BROWN, E.T. 2004. *Rock mechanics for underground mining*. 3. Auflage, Verlag Springer: Dordrecht.
- [14] CAI, M., KAISER, P.K., TASAKA, Y. & MINAMI, M. 2007. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44 (2007), Nr. 2, S. 247–265, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [15] CAI, M., KAISER, P.K., UNO, H., TASAKA, Y. & MINAMI, M. 2004. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41 (2004), Nr. 1, S. 3–19, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [16] CHENG, C. 2011. Influence of discontinuities on post-peak behavior of rock in uniaxial compressive test by numerical study. In: FARAG, A.A. (Hrsg.), *Proceedings of the 2nd International Conference on Multimedia Technology (ICMT 2011)*, Hangzhou, China, 26–28 Juli, S. 6406–6409, Verlag Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc.: Danvers Massachusetts.
- [17] CLERICI, A. 1993. Indirect Determination of the Modulus of Deformation of Rock Masses – Case Histories. In: RIBERIO E SOUSA, L.M. (Hrsg.) & GROSSMAN, N.F. (Hrsg.), *Eurock 1993: safety and environmental issues in rock engineering: Proceedings of the International Symposium of the International Society for Rock Mechanics*, S. 509–517, Verlag A.A. Balkema: Rotterdam.
- [18] DINC, O.S., SONMEZ, H., TUNUSLUOGLU, C. & KASAPOGLU, K.E. 2011. A new general empirical approach for the prediction of rock mass strengths of soft to hard rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 48 (2011), Nr. 4, S. 650–665, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [19] EINSTEIN, H.H. 2001. Quantifying Uncertain Engineering Geologic Information. *Felsbau* 19 (2001), Nr. 5, S. 72–84, Verlag Glückauf: Essen.
- [20] FAIRHURST, C.E. & HUDSON, J.A. 1999. Draft ISRM Suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 36 (1999), Nr. 3, S. 279–289, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [21] FASCHING, A. 2001. Rock mass characterization in an early stage of a tunnel project. *Felsbau* 19 (2001), Nr. 4, S. 43–48, Verlag Glückauf: Essen.
- [22] FASCHING, A., GAICH, A. & SCHUBERT, W. 2001. Data acquisition in Engineering Geology; An Improvement of Acquisition Methods for Geotechnical Rock Mass Parameters. *Felsbau* 19 (2001), Nr. 5, S. 93–101, Verlag Glückauf: Essen.

- [23] FEDER, G. 1977. Zum Stabilitätsnachweis für Hohlräume in festem Gebirge bei richtungsbetontem Primärdruck. *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, Jahrgang 122 (1977), Heft 4.
- [24] FEDER, G. & ARWANITAKIS, M. 1976. Zur Gebirgsmechanik ausbruchsnaher Bereiche tiefliegender Hohlraumbauten. *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, Jahrgang 121 (1976), Heft 4.
- [25] GASSER, O. 2010. *Ermittlung des Gebirgsverhaltens mittels diskreter und verschmierter Modellierung*. Masterarbeit, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, Österreich.
- [26] GENSKE, D.D. 2006. *Ingenieurgeologie; Grundlagen und Anwendung*. 1. Auflage. Verlag Springer: Berlin/Heidelberg.
- [27] GORICKI, A., PÖTSCH, M. & SCHUBERT, W. 2003. Probabilistic Determination of Rock Mass Behavior and Support of Tunnels (based on the Austrian Guideline for the Geomechanical Design of Conventional Tunnels). In: HANDLEY, M. (Hrsg.) & STACEY, D. (Hrsg.), *ISRM 2003: 10th congress on technology roadmap for rock mechanics: proceedings of the International Symposium of the International Society for Rock Mechanics*, Johannesburg, Südafrika, 08–12 September, S. 405–408, Verlag Camera Press: Johannesburg.
- [28] GORICKI, A., RACHANIOTIS, N., HOEK, E., MARINOS, P., TSOTSOS, S. & SCHUBERT, W. 2006. Support Decision Criteria for Tunnels in Fault Zones. *Felsbau* 24 (2006), Nr. 5, S. 51–57, Verlag Glückauf: Essen.
- [29] GORICKI, A., SCHICK, K.J. & STEIDL, A. 2002. Quantification of the geotechnical and economic risk in tunneling. In: PÖTTLER, R. (Hrsg.), KLAPPERICH, H. (Hrsg.) & SCHWEIGER, H. (Hrsg.), *Technical and economic risk estimation: Proceedings of the International Conference on Probabilistics in Geotechnics*, Graz, Österreich, 15–19 September, S. 483–490, Verlag Glückauf: Essen.
- [30] GORICKI, A., SCHUBERT, W., STEIDL, A. & VIGL, L. 2002. Geotechnical Risk Assessment as the Basis for Cost Estimates in Tunnelling. *Felsbau* 20 (2002), Nr. 5, S. 24–30, Verlag Glückauf: Essen.
- [31] HOEK, E. 2001. *Tunnels in weak rock*. http://www.rocscience.com/hoek/pdf/12_Tunnels_in_weak_rock.pdf. (Letzter Abruf: 13.10.2012).
- [32] HOEK, E. 2007. *Practical Rock Engineering*. http://www.rocscience.com/hoek/corner/Practical_Rock_Engineering.pdf. (Letzter Abruf: 13.10.2012).
- [33] HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. & CORKUM, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In: HAMMAH, R. (Hrsg.), BAWDEN, W. (Hrsg.), CURRAN, J. (Hrsg.) & TELESNICKI, M. (Hrsg.), *Mining and tunnelling innovation and opportunity: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium*, Toronto, Kanada, 07–10 Juli, S. 267–273, Verlag University of Toronto Press: Toronto.

- [34] HOEK, E. & DIEDERICHS, M.S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43 (2006), Nr. 2, S. 203–215, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [35] ITASCA CONSULTING GROUP, INC. 2011. *UDEC Universal Distinct Element Code v5.0. User's Guide*, 3. Ausgabe. Minnesota.
- [36] JAEGER, J., COOK, N.G. & ZIMMERMAN, R. 2007. *Fundamentals of Rock Mechanics*. 4. Auflage, Verlag Blackwell Publishing: Oxford.
- [37] KIM, K. & GAO, H. 1995. Probabilistic approaches to estimating variation in the mechanical properties of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 32 (1995), Nr. 2, S. 111–120, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [38] KLAMMER, D. & HÖLLEN, D. 2009. *Gesteinslehre*. Vorlesungsunterlagen, Institut für Angewandte Geowissenschaften, Technische Universität Graz, Österreich.
- [39] KOVARI, K., TISA, A., EINSTEIN, H.H. & FRANKLIN, J.A. 1983. ISRM Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: Revised version. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 20 (1983), Nr. 6, S. 285–290, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [40] KULHAWY, F.H. 1978. Geomechanical model for rock foundation settlement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 (1978), Nr. 2, S. 211–227, Verlag American Society of Civil Engineers (ASCE): Reston.
- [41] KUMMER, M.K. 2012. *Einsatz der Monte-Carlo Simulation zur Berechnung von Baukosten und Bauzeit*. Masterarbeit, Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft, Technische Universität Graz, Österreich.
- [42] LEPIQUE, M. 2008. Empfehlung Nr. 10 des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Indirekter Zugversuch an Gesteinsproben – Spaltzugversuch. *Bautechnik* 85 (2008), Nr. 9, S. 623–627, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin.
- [43] MARINOS, V., MARINOS, P. & HOEK, E. 2005. The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 64 (2005), Nr. 1, S. 55–65, Verlag Springer: Berlin/Heidelberg.
- [44] MEDLEY, E.W. 2001. Orderly Characterization of Chaotic Franciscan Melanges. *Felsbau* 19 (2001), Nr. 4, S. 20–33, Verlag Glückauf: Essen.
- [45] MUTSCHLER, T. 2004. Neufassung der Empfehlung Nr. 1 des Arbeitskreises „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern. *Bautechnik* 81 (2004), Nr. 10, S. 825–834, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin.
- [46] PILGERSTORFER, T. 2012. *Persönliches Gespräch*.

- [47] PRINZ, H. & STRAUSS, R. 2011. *Ingenieurgeologie*. 5. Auflage, Verlag Springer: Berlin/Heidelberg.
- [48] PÖTSCH, M. 2011. *The analysis of rotational and sliding modes of failure for slopes, foundations, and underground structures in blocky, hard rock*. Dissertation, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, Österreich.
- [49] RIEDMÜLLER, G., BROSCHE, F.J., KLIMA, K. & MEDLEY, E.W. 2001. Engineering geological characterization of brittle faults and classification of fault rocks. *Felsbau* 19 (2001), Nr. 4, S. 13–19, Verlag Glückauf: Essen.
- [50] RIEDMÜLLER, G. & SCHUBERT, W. 1999. Critical Comments on Quantitative Rock Mass Classifications. *Felsbau* 17 (1999), Nr. 3, S. 164–167, Verlag Glückauf: Essen.
- [51] RIEDMÜLLER, G. & SCHUBERT, W. 2001. Project and Rock Mass Specific Investigations for Tunnels. In: SÄRKKÄ, P. (Hrsg.) & ELORANTA, P. (Hrsg.), *Eurock 2001: rock mechanics – a challenge for society: Proceedings of the International Symposium of the International Society for Rock Mechanics*, Espoo, Finland, 04–07 Juni, S. 369–376. Verlag A.A. Balkema: Leiden.
- [52] ROCSCIENCE, INC. 2012. *Phase² v8.0*. Tutorial Manual, Toronto, Ontario, Kanada.
- [53] SCHUBERT, W. 2004. Basics and Application of the Austrian Guideline for the Geomechanical Design of Underground Structures. In: SCHUBERT, W. (Hrsg.), *Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium: rock engineering theory and practice: Proceedings of the International Symposium of the International Society for Rock Mechanics*, Salzburg, Austria, 06–08 Oktober, S. 3–8, Verlag Glückauf: Essen.
- [54] SCHUBERT, W. 2007. *Skriptum Felsmechanik und Tunnelbau*. Vorlesungsunterlagen, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, Österreich.
- [55] SCHUBERT, W. 2010. *Felsmechanik und Tunnelbau VA*. Vorlesungsunterlagen, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, Österreich.
- [56] SCHUBERT, W. 2012. *Persönliches Gespräch*.
- [57] SCHUMANN, W. 2009. *Der große BLV Steine- und Mineralienführer: Das Standardwerk für jeden Sammler*. 8. Auflage, Verlag BLV GmbH & Company: München.
- [58] SHENG, D., WESTERBERG, B., MATTSSON, H. & AXELSSON, K. 1997. Effects of End Restraint and Strain Rate in Triaxial Tests. *Computers and Geotechnics* 21 (1997), Nr. 3, S. 163–182, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [59] SONMEZ, H., GOKCEOGLU, C. & ULUSAY, R. 2004. Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41 (2004), Nr. 5, S. 849–857, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.

-
- [60] ÖSTERREICHISCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOMECHANIK (ÖGG). 2008. *Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb; Gebirgscharakterisierung und Vorgangsweise zur nachvollziehbaren Festlegung von bautechnischen Maßnahmen während der Planung und Bauausführung*. Eigenverlag, Salzburg, Österreich.
- [61] THE R FOUNDATION FOR STATISTICAL COMPUTING. *The Comprehensive R Archive Network*. Dokumentationen und Pakete für R, <http://cran.r-project.org/>, (Letzter Abruf: 4. September 2012)
- [62] THURO, K. 1998. *Bohrbarkeit beim konventionellen Sprengvortrieb; Geologisch-felsmechanische Untersuchungen anhand sieben ausgewählter Tunnelprojekte*. Münchner Geologische Hefte; Reihe B: Angewandte Geologie. Elektronische Publikation.
- [63] VASCONCELOS, G., LOURENÇO, P.B., ALVES, C.A.S. & PAMPLONA, J. 2008. Ultrasonic evaluation of the physical and mechanical properties of granites. In: *Ultrasonics* 48 (2008), Nr. 5, S. 453–466, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [64] WANG, J.A. & PARK, H.D. 2001. Comprehensive prediction of rockburst based on analysis of strain energy in rocks. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16 (2001), Nr. 1, S. 49–57, Verlag Elsevier B.V.: Oxford.
- [65] WAWERSIK, W.R. & FAIRHURST, C. 1970. A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 7 (1970), Nr. 5, S. 561–575, Verlag Elsevier B.V.: Amsterdam.
- [66] WICHTER, L. 1987. Empfehlung Nr. 12 des Arbeitskreises 19 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.: Mehrstufentechnik bei dreiaxialen Druckversuchen und direkten Scherversuchen. *Bautechnik* 64 (1987), Nr. 11, S. 382–385, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin.

Histogramme der Gesteinsparameter

In den Abbildungen D.1 bis D.6 sind folgende Gesteins- und Trennflächenkennwerte der Gesteinsuntergruppen (siehe Kapitel 6.1 auf Seite 47) in Form von Histogrammen dargestellt:

- **1. Reihe, links:** Elastizitätsmodul E_i des intakten Gesteins als Sekantenmodul zwischen $\sigma'_{1,u}$ und $\sigma'_{1,o}$ (vgl. Kapitel 5.2.3 und 5.3.3 auf Seite 23 bzw. 27), wobei
 - $E_{i,0}$: $\sigma'_{1,o} \leq 5$ MPa
 - $E_{i,1}$: $\sigma'_{1,o} \leq 15$ MPa
 - $E_{i,2}$: $\sigma'_{1,o} > 15$ MPa
- **1. Reihe, rechts:** Verformungsmodul V des intakten Gesteins als Sekantenmodul zwischen $\sigma'_{1,u}$ und $\sigma'_{1,o}$ (vgl. Kapitel 5.2.3 und 5.3.3 auf Seite 23 bzw. 27), wobei
 - V_0 : $\sigma'_{1,o} \leq 5$ MPa
 - V_1 : $\sigma'_{1,o} \leq 15$ MPa
 - V_2 : $\sigma'_{1,o} > 15$ MPa
- **2. Reihe, links:** Einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ des intakten Gesteins
- **2. Reihe, rechts:** Reibungswinkel φ_i des intakten Gesteins
- **3. Reihe, links:** Kohäsion c_i des intakten Gesteins
- **3. Reihe, rechts:** Reibungswinkel φ_{TF} der Trennflächen
- **4. Reihe, links:** Kohäsion c_{TF} der Trennflächen
- **4. Reihe, rechts:** Dilatationswinkel i_{TF} der Trennflächen

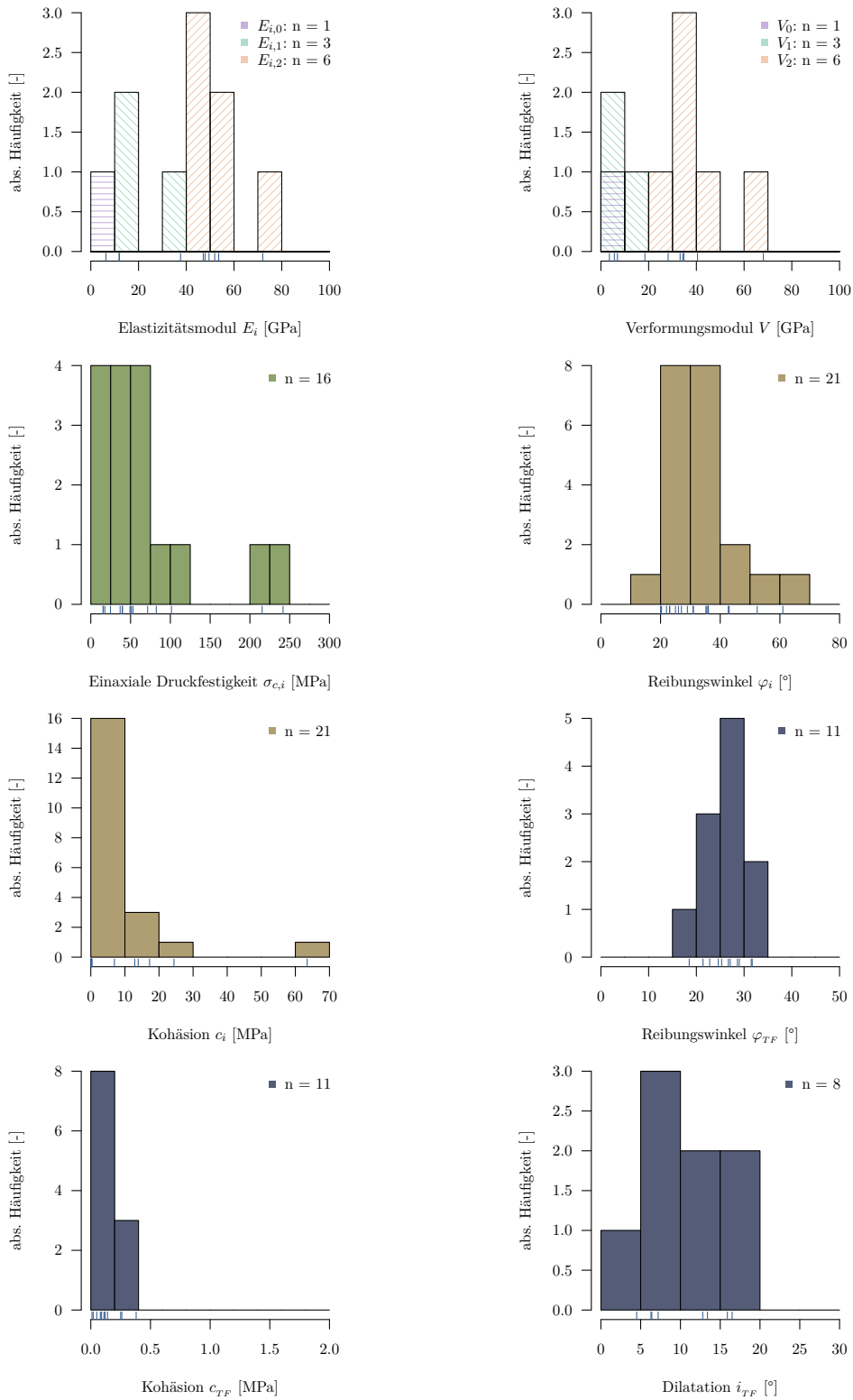


Abbildung D.1: Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Phyllite

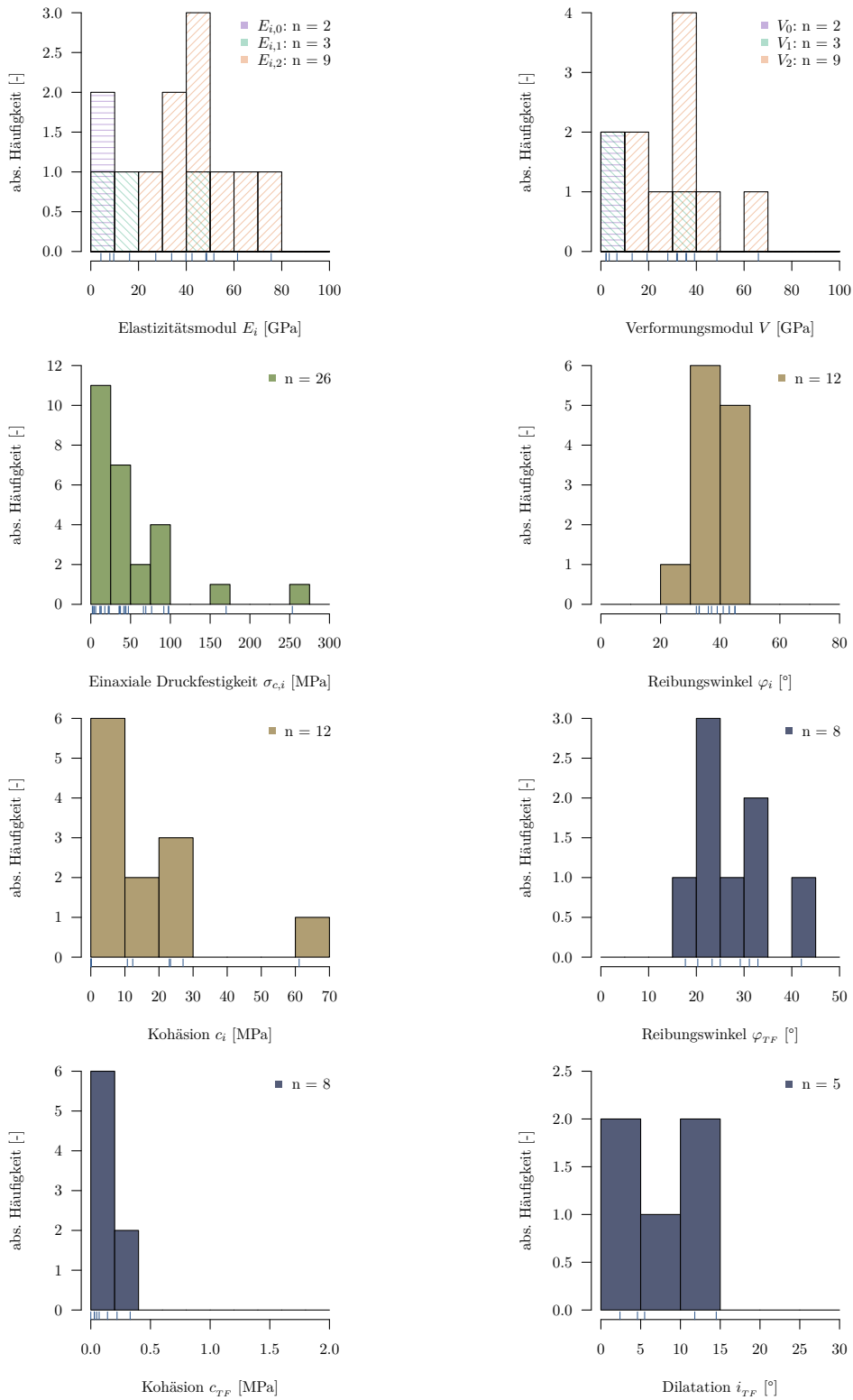


Abbildung D.2: Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Schiefer

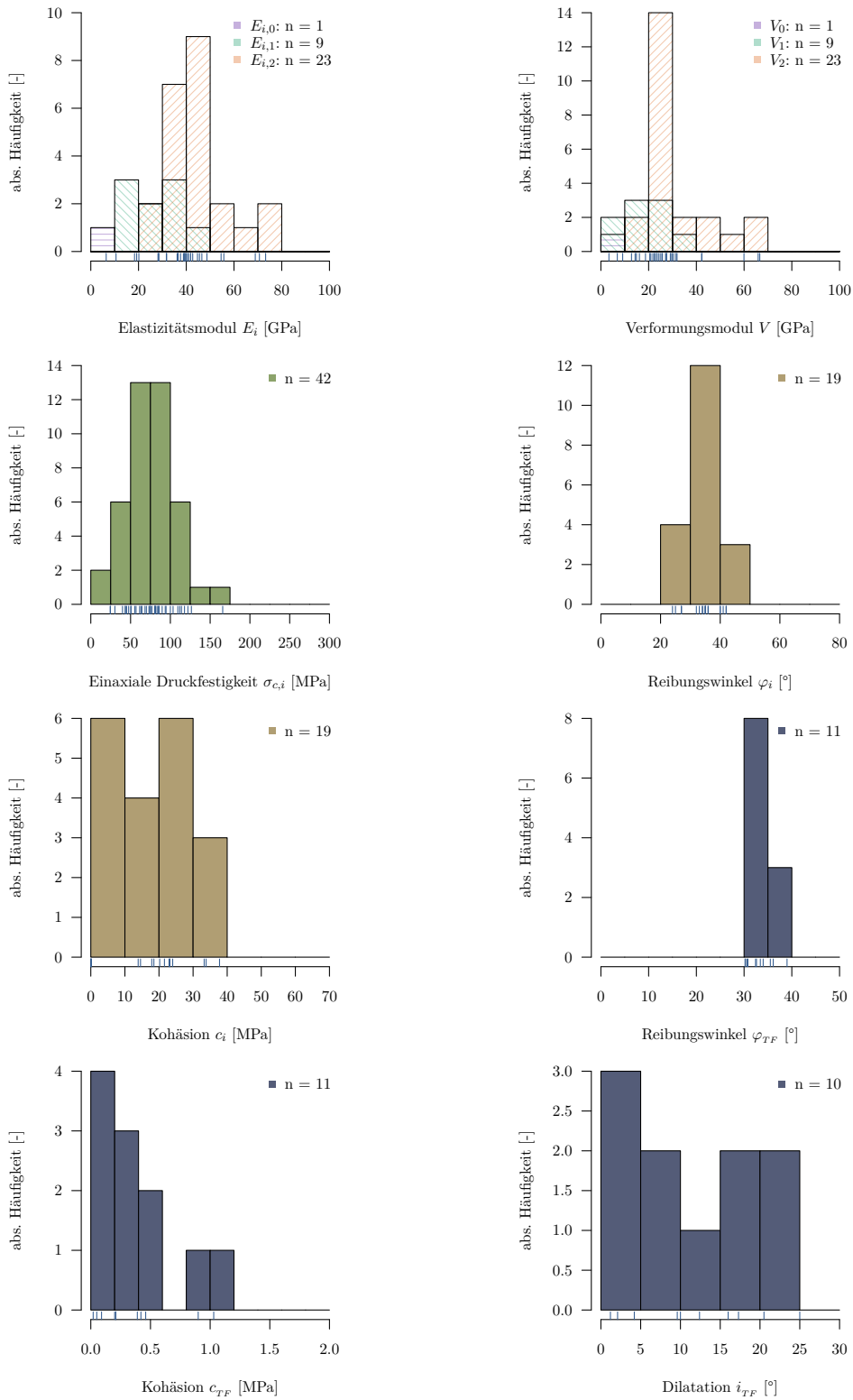


Abbildung D.3: Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Gneise

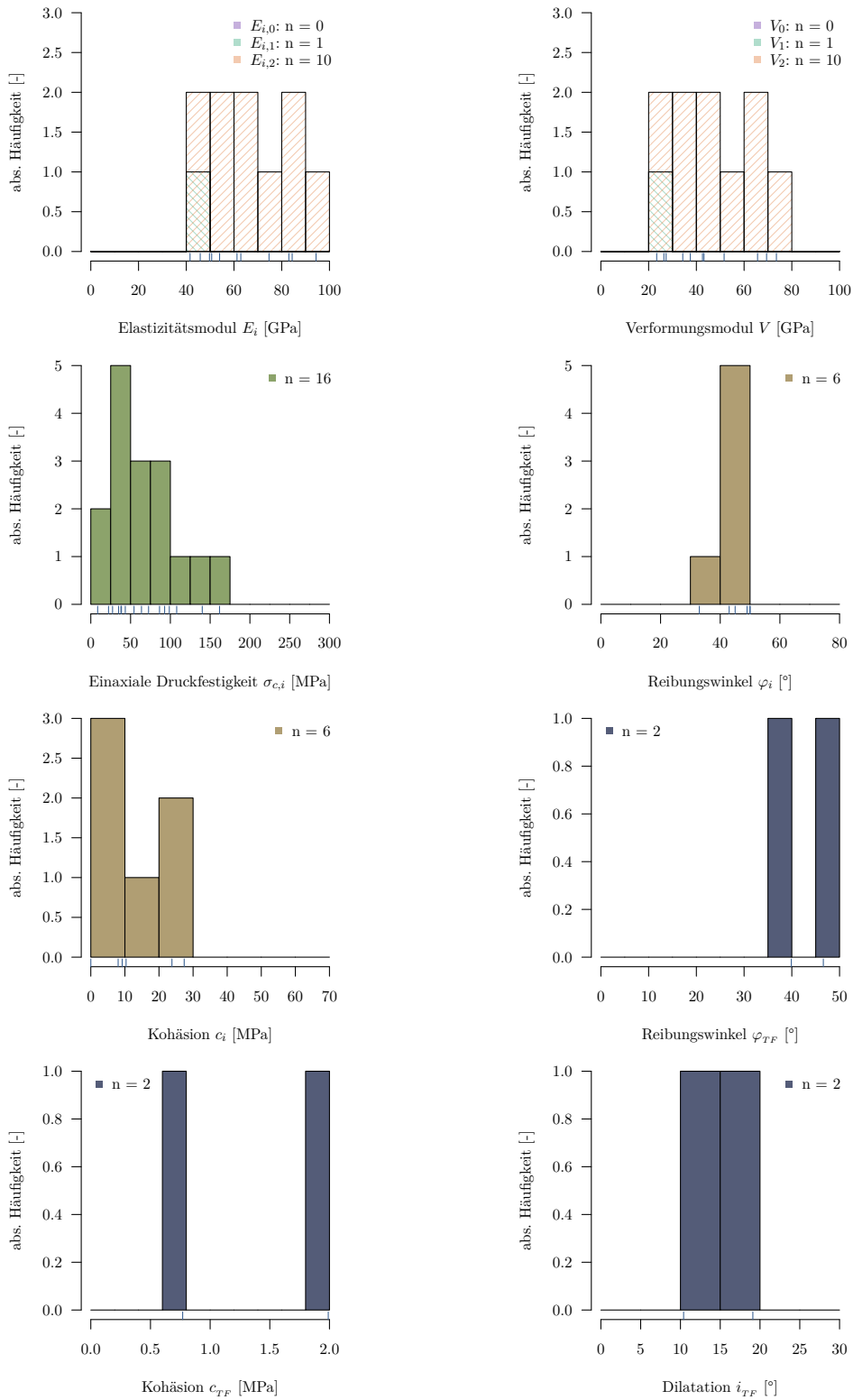


Abbildung D.4: Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Karbonate

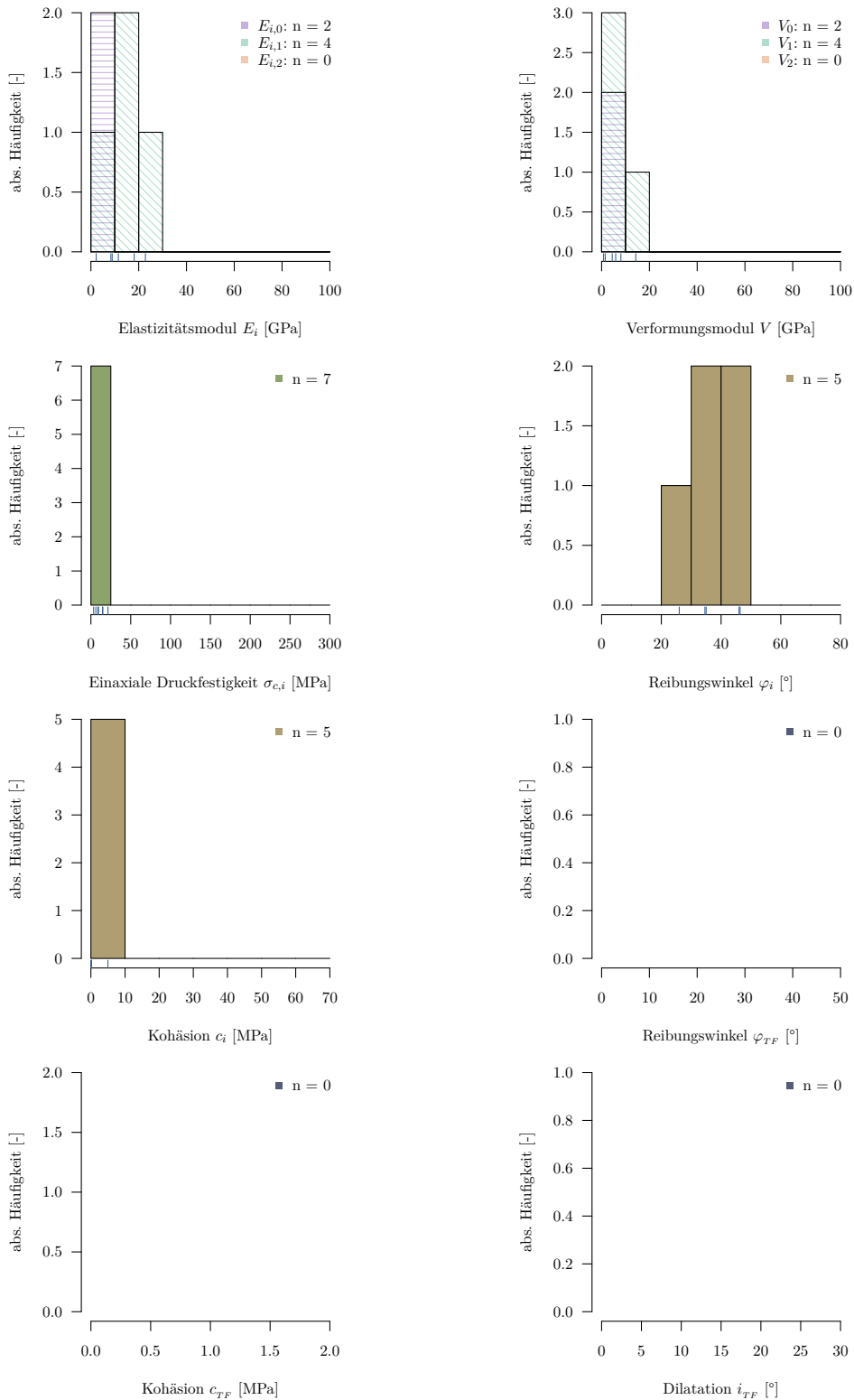


Abbildung D.5: Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Brekzien

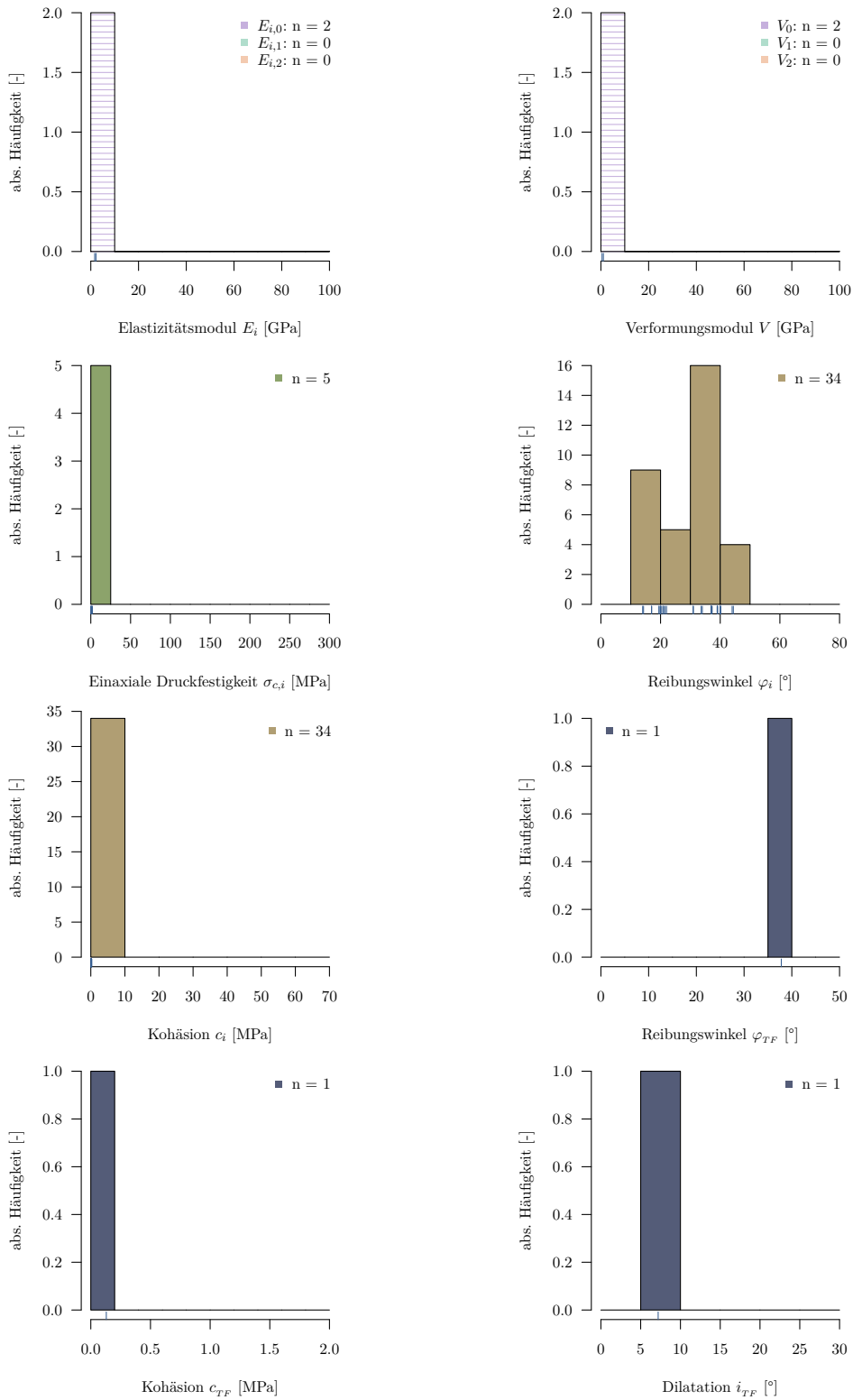


Abbildung D.6: Histogramme für die wichtigsten Kennwerte der Kataklasite

Datenblatt GA 7.1

In Abbildung E.1 ist das Datenblatt der GA 7.1 exemplarisch dargestellt, welches folgende Informationen enthält:

- Allgemeine Beschreibung der GA
- Angaben hinsichtlich der Schlüsselparameter
- Qualitative Beschreibung der Schichtungs-/Schieferungsflächen und der Kluftflächen
- Wichtigsten Festigkeits- und Verformungskennwerte des intakten Gesteins
- Scherfestigkeit der Trennflächen
- Gebirgsparameter

GA 7.1		Albitgneis – geschiefert, hohe Gesteinsfestigkeit				(X% GB B)			
<p>Geschieferter Albitgneis bis -schiefer. Lokal können neben Schieferungsparallelen, quarzreichen Zwischenlagen (meist weniger stark zerlegt als das Nebengestein) auch Wechsel und Übergänge zu graphitische Varietäten (meist stärker zerlegt als das Nebengestein) mit einer deutlicher ausgeprägten Schieferung und ungünstigeren Trennflächeneigenschaften (kohäsive Bestege) vorhanden sein. Die Schieferungsflächen sind vermehrt als diskrete Scherbahn mit glatten Harnischflächen ausgebildet. Lokal sind Kataklasit führende Scherbahnen möglich.</p>									
Allgemein	Einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$	50 – 80 MPa							
	Tropie des Gebirges	anisotrop							
	Durchgängigkeit der TF	$\lambda_{SS/SF} \neq \lambda_K$							
	Min. TF-Abstand $s_{n,min}$	6,0 – 20,0 cm							
	TF-Öffnung	geschlossen							
	Sulfat	nein							
	Quellpotential	nein							
		SS/SF				K			
	[dom.]	stufig/eben, rau				stufig, rau			
	[untg.]	stufig/eben, glatt, kohäsive/körnige Bestege				eben, glatt, kohäsive/körnige Bestege			
Gestein		normal zur SS/SF x_{\perp}				parallel zur SS/SF x_{\parallel}			
		$\bar{x}_{arithm} \pm s$	\bar{x}_{med}	$x_{min} - x_{max}$	n	$\bar{x}_{arithm} \pm s$	\bar{x}_{med}	$x_{min} - x_{max}$	n
$\sigma_{c,i}$	[MPa]	65 ± 8	64	51 – 75	11	-	-	70 – 77	2
m_i	[-]	-	-	4 – 12	3	-	-	11	1
								4 – 12	
c_i	[MPa]	-	-	17,9 – 23,2 (16,0 – 17,5)	3	-	-	18,5 (16,0 – 18,0)	1
φ_i	[°]	-	-	27 – 42 (25 – 40)	3	-	-	41 (25 – 40)	1
$E_{i,0}$	[MPa]	-	-	-	-	-	-	-	-
$E_{i,1}$	[MPa]	-	-	20.000	1	-	-	-	-
				20.000 – 40.000					
$E_{i,2}$	[MPa]	45.000 ± 14.000	39.000	28.000 – 71.000 (30.000 – 70.000)	6	-	-	69.000 – 73.000 (30.000 – 70.000)	2
ν	[-]	0,16 ± 0,07	0,15	0,09 – 0,26	7	-	-	0,09	2
Trennflächen		Festigkeit x				Restfestigkeit x_r			
		$\bar{x}_{arithm} \pm s$	\bar{x}_{med}	$x_{min} - x_{max}$	n	$\bar{x}_{arithm} \pm s$	\bar{x}_{med}	$x_{min} - x_{max}$	n
c_{TF}	[MPa]	0,2 ± 0,3	0,1	0,0 – 1,0	19	0,0 ± 0,0	0,0	0,0 – 0,1	19
φ_{TF}	[°]	29 ± 6	31	18 – 39	19	26 ± 5	27	17 – 34	19
i_{TF}	[°]	11 ± 7	10	1 – 25	14	-	-	-	-
Gebirge		normal zu den TF x_{\perp}				parallel zu den TF x_{\parallel}			
		$\bar{x}_{arithm} \pm s$	\bar{x}_{med}	$x_{min} - x_{max}$	n	$\bar{x}_{arithm} \pm s$	\bar{x}_{med}	$x_{min} - x_{max}$	n
GSI	[-]	-	-	-	-	-	-	-	-
SRR_c	[-]	-	-	-	-	-	-	-	-
$\sigma_{c,rm}$	[MPa]	-	-	-	-	-	-	-	-
c_{rm}	[MPa]	-	-	-	-	-	-	-	-
φ_{rm}	[°]	-	-	-	-	-	-	-	-
E_{rm}	[MPa]	-	-	-	-	-	-	-	-
	Schätzwert								
(...)	Korrigierte Werte								

Tabelle E.1: GA 7.1 | Albitgneis – Datenblatt

Gleichungen

F.4 Statistische Maßzahlen

$$\bar{x}_{arithm} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \quad (\text{F.1})$$

$$\bar{x}_{med} = \begin{cases} x_{(\frac{n+1}{2})} & \text{wenn } n \text{ ungerade} \\ \frac{1}{2} [x_{(\frac{n}{2})} + x_{(\frac{n}{2}+1)}] & \text{wenn } n \text{ gerade} \end{cases} \quad (\text{F.2})$$

$$s' = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}_{arithm})^2} \quad (\text{F.3})$$

wobei

n Anzahl an Werten (entspricht dem Probenumfang) [-]

s' Unkorrigierte Standardabweichung von n Werten

\bar{x}_{arithm} Arithmetischer Mittelwert von n Werten

\bar{x}_{med} Median von n Werten

Der Modalwert \bar{x}_{mod} (Modus) stellt den am Häufigsten vorkommenden Wert einer Verteilung dar.

F.5 Auswertung von triaxialen Druckversuchen

F.5.1 Hoek-Brown Parameter nach Hoek [32]

$$x_j = \sigma'_{3,j} \quad (\text{F.4})$$

$$y_j = (\sigma'_{1,j} - \sigma'_{3,j})^2 \quad (\text{F.5})$$

$$\sigma_{c,i} = \sqrt{\frac{\sum y_j}{k} - \left[\frac{\sum (x_j \cdot y_j) - (\sum x_j \cdot \sum y_j) / k}{\sum x_j^2 - (\sum x_j)^2 / k} \right] \frac{\sum x_j}{k}} \quad (\text{F.6})$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{c,i}} \left[\frac{\sum (x_j \cdot y_j) - (\sum x_j \cdot \sum y_j) / k}{\sum x_j^2 - (\sum x_j)^2 / k} \right] \quad (\text{F.7})$$

$$\sigma_{t,i} = -\frac{s \cdot \sigma_{c,i}}{m_i} \quad (\text{F.8})$$

wobei

j	Laststufe beim triaxialen Druckversuch [-]
k	Anzahl an Laststufen beim triaxialen Druckversuch [-]
m_i	Hoek-Brown Konstante des intakten Gesteins [-]
s	Hoek-Brown Konstante ($s = 1$ für intaktes Gestein) [-]
σ'_1	Größte effektive Hauptnormalspannung zum Zeitpunkt des Versagens [MPa]
σ'_3	Kleinste effektive Hauptnormalspannung zum Zeitpunkt des Versagens [MPa]
$\sigma_{c,i}$	Einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]
$\sigma_{t,i}$	Zugfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]

F.5.2 Mohr-Coulomb Parameter

$$\varphi_i = \arcsin \left(\frac{\beta - 1}{\beta + 1} \right) \quad (\text{F.9})$$

$$c_i = \frac{e}{2\sqrt{\beta}} \quad (\text{F.10})$$

wobei

c_i	Kohäsion des intakten Gesteins [MPa]
e	Konstante der linearen Funktion $y = \beta x + e$ in einem σ'_1 - σ'_3 Diagramm, in welchem eine Gerade an die Versagenspunkte des triaxialen Druckversuches gefittet wird [-]
β	Steigung der linearen Funktion $y = \beta x + e$ in einem σ'_1 - σ'_3 Diagramm, in welchem eine Gerade an die Versagenspunkte des triaxialen Druckversuches gefittet wird [-]
φ_i	Reibungswinkel des intakten Gesteins [°]

F.6 Bestimmung der Gebirgsparameter nach Hoek et al. [33]

F.6.1 Allgemeines Hoek-Brown Bruchkriterium

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{c,i} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{c,i}} + s^* \right)^{a^*} \quad (\text{F.11})$$

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (\text{F.12})$$

$$s^* = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (\text{F.13})$$

$$a^* = 0,5 + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (\text{F.14})$$

wobei

a^* Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]

m_b Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]

m_i Materialkonstante des intakten Gesteins [-]

s^* Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]

D Störungsgrad (*Disturbance factor*) [-]

GSI *Geological strength index* [-]

σ'_1 Größte effektive Hauptnormalspannung zum Zeitpunkt des Versagens [MPa]

σ'_3 Kleinste effektive Hauptnormalspannung zum Zeitpunkt des Versagens [MPa]

$\sigma_{c,i}$ Einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]

Ist die Materialkonstante m_i des intakten Gesteins unbekannt, ist eine plausible Annahme mithilfe der vorgeschlagenen Werte nach Hoek [32] in Tabelle F.2 unter Berücksichtigung der Gesteinsart zu treffen.

F.6.2 Gebirgsparameter

Einaxiale Druckfestigkeit σ_c und Zugfestigkeit σ_t des Gebirges:

$$\sigma_c = \sigma_{c,i} \cdot (s^*)^{a^*} \quad (\text{F.15})$$

$$\sigma_t = -\frac{s^* \cdot \sigma_{c,i}}{m_b} \quad (\text{F.16})$$

Rock type	Class	Group	Texture				
			Coarse	Medium	Fine	Very fine	
Sedimentary	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2	
			Breccias* (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)	
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestones (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)	
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2		
		Organic				Chalk 7 ± 2	
Metamorphic	Non-Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3		
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6			
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4	
Igneous	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5			
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)			
		Hypabyssal	Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)	
	Volcanic	Lava			Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
			Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

Values in parenthesis are estimates.

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Tabelle F.2: Mittelwert und Standardabweichung ($\bar{x}_{arithm} \pm s'$) der Materialkonstante m_i des intakten Gesteins in Abhängigkeit der Gesteinsart, modifiziert nach Hoek [32]

Globale Gebirgsfestigkeit $\sigma_{c,rm}$ für einen Spannungsbereich der kleinsten effektiven Hauptnormalspannung von $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{c,i}/4$:

$$\sigma_{c,rm} = \sigma_{c,i} \cdot \frac{[m_b + 4s^* - a^*(m_b - 8s^*)] \cdot (m_b/4 + s^*)^{a^*-1}}{2(1+a^*)(2+a^*)} \quad (\text{F.17})$$

Gebirgsmodul E_{rm} :

$$E_{rm} = \begin{cases} \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{c,i}}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} & \text{wenn } \sigma_{c,i} \leq 100 \text{ MPa} \\ \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{(GSI-10)/40} & \text{wenn } \sigma_{c,i} > 100 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{F.18})$$

Gefittete Mohr-Coulomb Parameter für einen Spannungsbereich der kleinsten effektiven Hauptnormalspannung von $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3,max}$:

$$\sigma'_{3,n} = \frac{\sigma'_{3,max}}{\sigma_{c,i}} \quad (\text{F.19})$$

$$\sigma'_{3,max} = \begin{cases} \sigma_{c,rm} \cdot 0,47 \cdot \left(\frac{\sigma_{c,rm}}{\gamma \cdot H_0}\right)^{-0,94} & \text{wenn } k_0 \leq 1 \\ \sigma_{c,rm} \cdot 0,47 \cdot \left(\frac{\sigma_{c,rm}}{\gamma \cdot H_0 \cdot k_0}\right)^{-0,94} & \text{wenn } k_0 > 1 \end{cases} \quad (\text{F.20})$$

$$\varphi_{rm} = \arcsin \left[\frac{6 \cdot a^* \cdot m_b \cdot (s^* + m_b \cdot \sigma'_{3,n})^{a^*-1}}{2(1+a^*)(2+a^*) + 6 \cdot a^* \cdot m_b \cdot (s^* + m_b \cdot \sigma'_{3,n})^{a^*-1}} \right] \quad (\text{F.21})$$

$$c_{rm} = \frac{\sigma_{c,i} \cdot [(1+2a^*) \cdot s^* + (1-a^*) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3,n}] \cdot (s^* + m_b \cdot \sigma'_{3,n})^{a^*-1}}{(1+a^*)(2+a^*) \cdot \sqrt{1 + [6 \cdot a^* \cdot m_b \cdot (s^* + m_b \cdot \sigma_{3,n})^{a^*-1}] / [(1+a^*)(2+a^*)]}} \quad (\text{F.22})$$

wobei

c_{rm} Äquivalente Kohäsion des Gebirges [MPa]

k_0 Seitendruckbeiwert [-]

H_0 Überlagerung über Tunnelfirste [m]

γ Wichte des Gesteins [kN/m³]

φ_{rm} Äquivalenter Reibungswinkel des Gebirges [°]

$\sigma'_{3,max}$ Obere Grenze der kleinsten effektiven Hauptnormalspannung, unterhalb derer der Zusammenhang zwischen dem Hoek-Brown Kriterium und dem Mohr-Coulomb Kriterium gültig ist [MPa]

$\sigma'_{3,n}$ Verhältnis von der maximal noch zulässigen kleinsten effektiven Hauptnormalspannung zur einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins [-]

In [15] wird darauf hingewiesen, dass vor allem im hohlraumnahen Bereich die kleinste Hauptnormalspannung meist sehr gering ist und dies bei der Wahl von $\sigma'_{3,max}$ zu berücksichtigen ist. Andernfalls können die gefitteten Mohr-Coulomb Parameter Werte annehmen, welche zu einem frühzeitigen Versagen des Gebirges in Hohlraumnähe führen [15].

F.7 Bestimmung des GSI nach Cai et al. [14, 15]

F.7.1 Blockvolumen V_b

Die Gleichungen für die Bestimmung des Blockvolumens V_b^0 bzw. V_b werden nachfolgend beispielhaft für ein Gebirge mit drei Trennflächenscharen (vgl. Abbildung 6.7 auf Seite 66) angeführt.

$$V_b^0 = \frac{s_{n,1} \cdot s_{n,2} \cdot s_{n,3}}{\sin \chi_1 \cdot \sin \chi_2 \cdot \sin \chi_3} \quad (\text{F.23})$$

wobei

V_b^0 Blockvolumen bei vollständig durchtrennter Trennflächen ($\lambda_i = 1$) [cm^3]

$s_{n,i}$ Trennflächennormalabstand der Trennflächenschar i [cm]

χ_i Schnittwinkel, welcher von zwei Trennflächenscharen aufgespannt wird [$^\circ$]

Der Einfluss der Schnittwinkel χ_i auf das Blockvolumen V_b ist im Vergleich zum Trennflächennormalabstand $s_{n,i}$ relativ gering [15]. Das Blockvolumen V_b kann daher näherungsweise mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$V_b^0 \approx s_{n,1} \cdot s_{n,2} \cdot s_{n,3} \quad (\text{F.24})$$

Sind die Trennflächen nicht vollständig durchtrennt ($\lambda_i < 1$), so kann unter Berücksichtigung des Durchtrennungsgrades λ_i der jeweiligen Trennflächenschar i ein äquivalentes Blockvolumen V_b bestimmt werden [15].

$$\lambda_i = \begin{cases} \frac{\bar{l}_i}{L_i} & \text{wenn } \bar{l}_i < L_i \\ 1 & \text{wenn } \bar{l}_i \geq L_i \end{cases} \quad (\text{F.25})$$

$$s'_{n,i} = \frac{s_{n,i}}{\sqrt[3]{\lambda_i}} \quad (\text{F.26})$$

$$V_b = \frac{s_{n,1} \cdot s_{n,2} \cdot s_{n,3}}{\sqrt[3]{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3} \cdot \sin \chi_1 \cdot \sin \chi_2 \cdot \sin \chi_3} \quad (\text{F.27})$$

wobei

V_b Äquivalentes Blockvolumen bei teilweise durchtrennter Trennflächen ($\lambda_i < 1$) [cm^3]

λ_i Durchtrennungsgrad der Trennflächenschar i [-]

\bar{l}_i Akkumulierte Länge der vollständig durchtrennten Abschnitte der Trennflächenschar i [cm]

L_i Gesamtlänge der Trennflächenschar i [cm]

$s'_{n,i}$ Äquivalenter Trennflächennormalabstand der Trennflächenschar i [cm]

F.7.2 Trennflächenbeschaffenheit J_C

Die Beschaffenheit und folglich die Scherfestigkeit der Trennflächen wird im GSI-System nach Cai et al. [15] mit dem *joint condition factor* J_C berücksichtigt:

$$J_C = \frac{J_W \cdot J_S}{J_A} \quad (\text{F.28})$$

Die Welligkeit J_W (*large-scale waviness factor*), die Rauigkeit bzw. Unebenheit J_S (*small-scale smoothness factor*) sowie die Verwitterung J_A (*joint alteration factor*) der Trennflächen können anhand der Klassifizierungstabellen F.3, F.4 und F.5 bestimmt werden.

Waviness terms	Undulation	J_W
Interlocking (large-scale)		3
Stepped		2,5
Large undulation	> 3%	2
Small to moderate undulation	0,3-3%	1,5
Planar	< 0,3%	1

Tabelle F.3: Klassifizierung der Welligkeit J_W ($T = 1 - 10$ m, *large-scale waviness factor*) von Trennflächen, die Bestimmung der Welligkeit (*undulation*) ist in Abbildung F.7 erklärt, modifiziert nach Cai et al. [15]

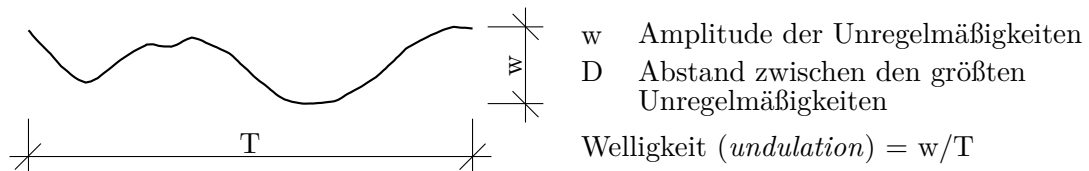


Abbildung F.7: Skizze zur Erläuterung der Welligkeit J_W und deren Ermittlung, modifiziert und neu entworfen nach Cai et al. [15]

F.7.3 GSI (*Geological Strength Index*)

$$GSI(V_b, J_c) = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b} \quad (\text{F.29})$$

F.7.4 GSI' (*Residual Geological Strength Index*)

Um bei Anwendung des GSI-Systems die Abnahme der Festigkeitsparameter φ_{rm} und c_{rm} nach Überschreiten der Gebirgsfestigkeit (*post-failure*-Bereich) zu berücksichtigen, sind entsprechend den Empfehlungen nach Cai et al. [14] reduzierte Werte (*residual*) der Parameter

Smoothness terms	Description	J_S
Very rough	Near vertical steps and ridges occur with interlocking effect on the joint surface	3
Rough	Some ridge and side-angle are evident; asperities are clearly visible; discontinuity surface feels very abrasive (rougher than sandpaper grade 30)	2
Slightly rough	Asperities on the discontinuity surfaces are distinguishable and can be felt (like sandpaper grade 30-300)	1,5
Smooth	Surface appear smooth and feels so to touch (smoother than sandpaper grade 300)	1
Polished	Visual evidence of polishing exists. This is often seen in coating of chlorite and specially talc	0,75
Slickensided	Polished and striated surface that results from sliding along a fault surface or other movement surface	0,6-1,5

Tabelle F.4: Klassifizierung der Rauigkeit/Unebenheit J_S ($T = 1 - 20$ cm, vgl. Abbildung F.7, *small-scale smoothness factor*) von Trennflächen, modifiziert nach Cai et al. [15]

V_b , J_W und J_S zu ermitteln. Hervorzuheben ist, dass die Kennwerte des intakten Gesteins ($\sigma_{c,i}$, m_i) unverändert bleiben, da aufgrund der erhöhten Beanspruchung des Gebirges ausschließlich das Gestein stärker zerlegt wird und sich die Trennflächeneigenschaften aufgrund der Scherbeanspruchung verschlechtern.

Das reduzierte Blockvolumen V_b^r im *post-failure*-Bereich ist nach [14] aufgrund der starken Zerlegung unabhängig vom ursprünglichen Blockvolumen V_b vor Erreichen der Gebirgsfestigkeit (*pre-failure*-Bereich) und ist folgendermaßen zu bestimmen:

$$V_b^r = \begin{cases} 10 \text{ cm}^3 & \text{wenn } V_b \geq 10 \text{ cm}^3 \\ V_b & \text{wenn } V_b < 10 \text{ cm}^3 \end{cases} \quad (\text{F.30})$$

Die ursprünglich vorhandenen Unebenheiten entlang der Trennflächen wurden durch Scherbewegungen vorwiegend abgeschert. Aufgrund dessen sind die Parameter J_W und J_S , repräsentativ für die Welligkeit und Rauigkeit/Unebenheit der Trennflächen, nach folgenden Gleichungen abzumindern:

$$J_W^r = \begin{cases} 1 & \text{wenn } J_W/2 < 1 \\ J_W/2 & \text{wenn } J_W/2 \geq 1 \end{cases} \quad (\text{F.31})$$

$$J_S^r = \begin{cases} 0,75 & \text{wenn } J_S/2 < 0,75 \\ J_S/2 & \text{wenn } J_S/2 \geq 0,75 \end{cases} \quad (\text{F.32})$$

Weiters ist aufgrund der starken Zerlegung des Gesteins der *disturbance factor* mit $D = 1$ anzunehmen. Der Verwitterungsgrad der Trennflächen bleibt trotz der starken Beanspruchung des Gebirges weitestgehend unverändert, der Faktor J_A ist demnach nur in Ausnahmefällen (tonige Trennflächenfüllungen, starker Einfluss von Bergwasser) abzumindern [14].

Term	Description	J_A
Rock wall contact		
<i>Clear joints</i>		
Healed or „welded“ joints (unweathered)	Softening, impermeable filling (quartz, epidote, etc.)	0,75
Fresh rock walls (unweathered)	No coating or filling on joint surface, except for staining	1
Alteration of joint wall: slightly to moderately weathered	The joint surface exhibits one class higher alteration than the rock	2
Alteration of joint wall: highly weathered	The joint surface exhibits two classes higher alteration than the rock	4
<i>Coating or thin filling</i>		
Sand, silt, calcite, etc.	Coating of frictional material without clay	3
Clay, chlorite, talc, etc.	Coating of softening and cohesive minerals	4
Filled joints with partial or no contact between the rock wall surfaces		
Sand, silt, calcite, etc.	Filling of frictional material without clay	4
Compacted clay materials	„Hard“ filling of softening and cohesive materials	6
Soft clay materials	Medium to low over-consolidation of filling	8
Swelling clay materials	Filling material exhibits swelling properties	8-12

Tabelle F.5: Klassifizierung der Verwitterung J_A (*joint alteration factor*) von Trennflächen, modifiziert nach Cai et al. [15]

Nach [14] entspricht die Restfestigkeit des intakten Gesteins aus felsmechanischen Laborversuchen näherungsweise der Restfestigkeit des Gebirges.

Für die Überlegungen, auf denen die obigen Empfehlungen und Gleichungen basieren, wird auf [14] verwiesen.

F.8 Bestimmung des GSI nach Dinc et al. [18]

F.8.1 Zerlegungsgrad SR_u im ungestörten Zustand

Der Zerlegungsgrad des Gebirges wird im Allgemeinen über die durchschnittliche Blockgröße beschrieben. Im ungestörten Zustand ($D = 0$) entspricht die Blockgröße jenem Volumen, welches von den Schnittflächen der Trennflächenscharen eingeschlossen wird. Für die Methode nach Dinc et al. [18] wird der Zerlegungsgrad des Gebirges über den Faktor SR (*structure rating*) berücksichtigt:

$$SR_u = -17,5 \cdot \ln J_v + 79,8 \quad (\text{F.33})$$

$$J_v = \sum_{i=1}^{N_D} f_i = \frac{1}{s_{n,1}} + \frac{1}{s_{n,2}} + \frac{1}{s_{n,3}} + \dots + \frac{1}{s_{n,N_D}} \quad (\text{F.34})$$

$$f_i = \frac{1}{s_{n,i}} \quad (\text{F.35})$$

wobei

SR_u Faktor zur Berücksichtigung des Zerlegungsgrades des Gebirges respektive des mittleren Blockvolumens im ungestörten Zustand (*structure rating for undisturbed rock mass*) [-]

J_v Anzahl an Trennflächen, welche ein Gebirgsvolumen von 1 m^3 kreuzen (*volumetric joint count*) [1/m]

N_D Anzahl an Trennflächenscharen im gesamten betrachteten Gebirgsvolumen (*number of discontinuity sets*, $N_D \geq 3$) [-]

f_i Trennflächenfrequenz der Trennflächenschar i [1/m]

$s_{n,i}$ Trennflächennormalabstand der Trennflächenschar i [m]

Bei der Methode nach Dinc et al. [18] wird der Durchtrennungsgrad λ_i der einzelnen Trennflächenscharen nicht oder nur indirekt über die Verzahnung (*degree of interlocking d_i*) berücksichtigt. Aufgrund dessen ist ein möglicher Einfluss des Durchtrennungsgrades λ_i auf die Streubreite des GSI mithilfe des äquivalenten Blockvolumens V_b nach Cai et al. [15] wie folgt einzukalkulieren:

$$S_n = \sqrt[3]{V_b} \quad (\text{F.36})$$

$$J_v = \frac{N_D}{S_n} \quad (\text{F.37})$$

wobei

S_n Mittlerer Trennflächennormalabstand [m]

V_b Äquivalentes Blockvolumen nach Gleichung (F.27) [m^3]

F.8.2 Störungsgrad D und Verzahnungsgrad d_i

In Abhängigkeit von der geplanten Ausbruchs- bzw. Abbruchmethode (Sprengen, mechanisches Lösen) kann es zu einer Reduktion der Gebirgsfestigkeit kommen. Das ursprünglich ungestörte Gebirge ($D = 0$) in Hohlräumnähe wird im Zuge der Ausbruchsarbeiten mehr (unkontrolliertes Sprengen) oder weniger (kontrolliertes Sprengen, mechanisches Lösen mittels einer Tunnelbohrmaschine) stark beansprucht. Dies führt einerseits zur Bildung von neuen Trennflächen, wodurch sich der Zerlegungsgrad erhöht. Andererseits kommt es zu einer Auflockerung des Gebirgsverbandes, wobei sich die Öffnungsweite der Trennflächen vergrößert und sich der Verzahnungsgrad folglich verringert.

Die Erhöhung des Zerlegungsgrades wird über den Reduzierungsfaktor r_{SR} berücksichtigt. Dieser kann entweder mit der Gleichung (F.38) berechnet oder aus dem oberen Diagramm in Abbildung F.8 herausgelesen werden. Vorab ist der Störungsgrad D (*disturbance factor*) mithilfe der Tabelle F.6 zu bestimmen.

$$r_{SR} = \frac{7 - 6,3^D}{6} \quad (\text{F.38})$$

Der Zerlegungsgrad SR_d des Gebirges im gestörten Zustand (*structure rating for disturbed rock mass*) errechnet sich wie folgt:

$$SR_d = SR_u \cdot r_{SR} \quad (\text{F.39})$$

Unabhängig davon, ob das Gebirge im ungestörten oder gestörten Zustand vorliegt, kann über das untere Diagramm in Abbildung F.8 der Verzahnungsgrad d_i (*degree of interlocking*) für die jeweilige Trennflächenschar festgelegt werden. Durch die Ausbruchsarbeiten kann es jedoch wie bereits erwähnt zu einer Auflockerung des Gebirgsverbandes kommen, wodurch sich die Trennflächeneigenschaften hinsichtlich Öffnungsgrad verschlechtern und ein verminderter Verzahnungsgrad d_i zu wählen ist. Im Hoek-Brown Kriterium werden die Festigkeitskennwerte des Gebirges φ_{rm} und c_{rm} von den Parametern m_b und s^* dargestellt und sind bei einer Auflockerung des Gebirges zu reduzieren. Hierfür sind in Abhängigkeit des Verzahnungsgrades d_i die Reduzierungsfaktoren r_{mb} und r_s entweder über die Gleichungen (F.40) bzw. (F.41) zu bestimmen oder aus dem unteren Diagramm in Abbildung F.8 herauszulesen und für die Berechnung der Parameter m_b und s^* im neu formulierten Hoek-Brown Bruchkriterium (siehe Seite 148) heranzuziehen.

$$r_{mb} = \frac{0,05 - 0,05^{d_i}}{-1,90} + 0,5 \quad (\text{F.40})$$

$$r_s = \frac{0,05 - 0,05^{d_i}}{-0,95} \quad (\text{F.41})$$

Description of rock mass	Suggested value of D
Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	0
Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surround rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert is placed.	0–0,5 (no invert)
Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	0,8
Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used.	0,7 (good blasting)–1,0 (poor blasting)
Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slope is less.	0,7 (mechanical excavation)–1,0 (production blasting)

Tabelle F.6: Störungsgrad D (*disturbance factor*) in Abhängigkeit der Ausbruchs- bzw. Abbruchmethode, modifiziert nach Hoek et al. [33]

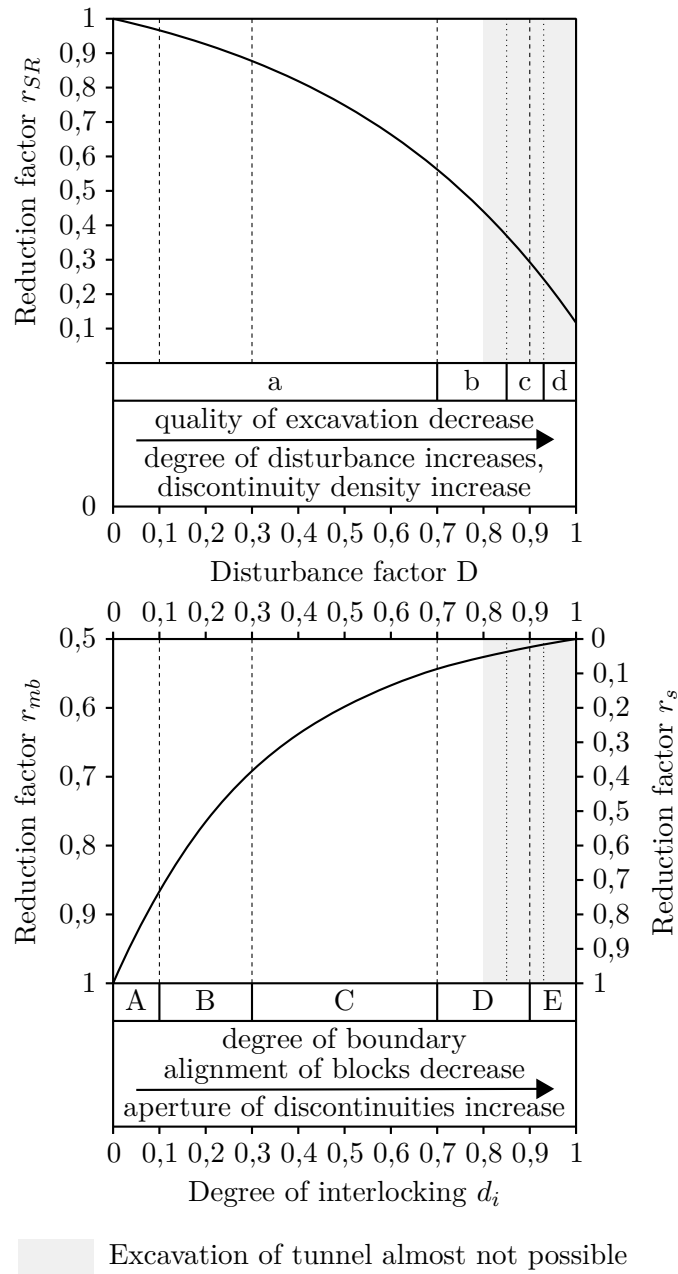


Abbildung F.8: Reduzierungsfaktoren r_{SR} , r_{mb} und r_s in Abhängigkeit vom Störungsgrad D (*disturbance factor*) und vom Verzahnungsgrad d_i (*degree of interlocking*), für die Beschreibung der Kategorien (a-d) und (A-E) siehe Tabelle F.7, modifiziert und neu entworfen nach Dinc et al. [18]

Excavation terms	
a	Mechanical excavation
b	Controlled good blasting
c	Good blasting
d	Poor blasting
Interlocking terms	Description
A	Fully-interlocked Boundary alignment of blocks are perfect and aperture < 1 mm
B	Well-interlocked Boundary alignment of blocks are good and aperture 1-5 mm
C	Moderately-interlocked Boundary alignment of blocks are moderate and aperture > 5 mm
D*	Poorly-interlocked Boundary alignment of blocks are poor and aperture \gg 5 mm
E*	Almost non-interlocked Almost no boundary alignment of blocks

* generally do not observed in jointed rock mass naturally without disturbance

Tabelle F.7: Beschreibung der Kategorien (a-d) der Ausbruchsmethoden und der Kategorien (A-E) des Verzahnungsgrades in Abbildung F.8, modifiziert nach Dinc et al. [18]

F.8.3 Trennflächenbeschaffenheit SCR

Die Beschaffenheit und folglich die Scherfestigkeit der Trennflächen wird im GSI-System nach Dinc et al. [18] mit dem *surface condition rating SCR* berücksichtigt:

$$SCR = R_r + R_w + R_f \quad (\text{F.42})$$

Die Rauigkeit R_r (*roughness rating*), die Verwitterung R_w (*weathering rating*) sowie die Füllung R_f (*infilling (gauge) rating*) der Trennflächen können anhand der Klassifizierungstabelle F.8 bestimmt werden.

Der Klassifizierungswert der Trennflächenbeschaffenheit SCR ist zwischen 0 und 1 zu Normalisieren (*normalized surface condition rating N_{SCR}*):

$$N_{SCR} = \frac{-5,555 \cdot SCR + 100}{100} \quad (\text{F.43})$$

F.8.4 Gesteinshärte A

Aus Abbildung F.9 ist der Parameter A (*hardness constant of intact rock*) in Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{c,i}$ und des Elastizitätsmoduls E_i des intakten Gesteins zu bestimmen.

Roughness terms	R_r	Weathering terms	R_w	Infilling (gauge) terms	R_f
Very rough	6	Unweathered	6	None	6
rough	5	Slightly weathered	5	Hard filling < 5 mm	4
Slightly rough	3	Moderately weathered	3	Hard filling > 5 mm	2
Smooth	1	Highly weathered	1	Soft filling < 5 mm	2
Slickensided	0	Decomposed	0	Soft filling > 5 mm	0

Tabelle F.8: Klassifizierung der Rauigkeit R_r (*roughness rating*), der Verwitterung R_w (*weathering rating*) und der Füllung R_f (*infilling (gauge) rating*) von Trennflächen, modifiziert nach Dinc et al. [18]

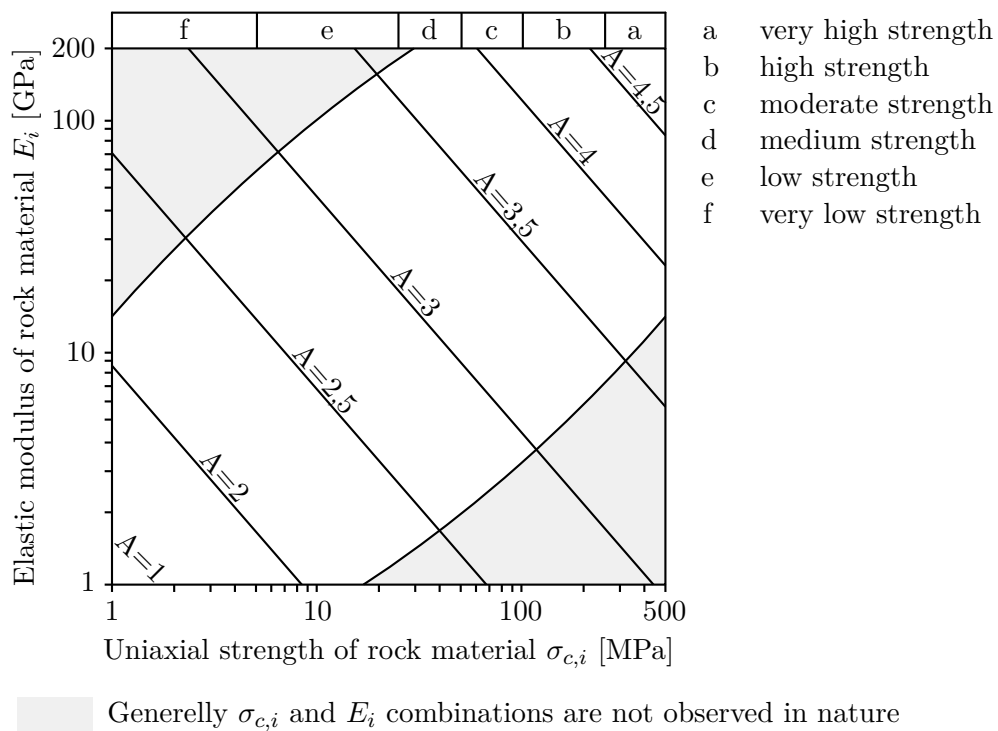


Abbildung F.9: Gesteinshärte A (*hardness constant of intact rock*), modifiziert und neu entworfen nach Dinc et al. [18]

F.8.5 Gebirgsdruckfestigkeit bei vollständiger Verzahnung

Die Festigkeit des Gebirges ist angesichts der Tatsache, dass das Gebirge von Trennflächen (Schichtungs- oder Schieferungsflächen, Klufflächen, etc.) durchzogen wird, immer kleiner als die einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins $\sigma_{c,i}$. Inwiefern die Gebirgsfestigkeit von der Gesteinsfestigkeit abweicht, ist nach Dinc et al. [18] unter anderem abhängig von:

- Gesteinshärte A (*hardness constant*)
 - Einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins $\sigma_{c,i}$
 - Elastizitätsmodul des intakten Gesteins E_i
- Trennflächenbeschaffenheit N_{SCR} (*normalized surface condition rating*)
 - Rauigkeit R_r (*roughness rating*) der Trennflächen
 - Verwitterung R_w (*weathering rating*) der Trennflächen
 - Füllung R_f (*infilling (gauge) rating*) der Trennflächen
- Zerlegungsgrad SR (*structure rating*)
- Störungsgrad D (*disturbance factor*)
- Verzahnungsgrad d_i (*degree of interlocking*)

Eine Verminderung des Verzahnungsgrades d_i resultiert in einer Reduktion des Reibungswinkels φ_{rm} und der Kohäsion c_{rm} , welche im Hoek-Brown Kriterium vorwiegend von den Parametern m_b bzw. s bestimmt werden. Aufgrund dessen wird nach Dinc et al. [18] zwischen der Gebirgsfestigkeit bei vollständiger Verzahnung $\sigma_{c,rm}$ und der Gebirgsfestigkeit bei verminderter Verzahnung $\bar{\sigma}_{c,rm}$ unterschieden, um einen Einfluss des Verzahnungsgrades d_i ersichtlich zu machen. In beiden Fällen ist die erhöhte Zerlegung des Gebirges über den Störungsgrad D bereits inkludiert.

Das Verhältnis der Gebirgsfestigkeit bei vollständiger Verzahnung $\sigma_{c,rm}$ zur einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins $\sigma_{c,i}$ wird durch den Parameter SRR_c (*compressive strength reducing ratio*) beschrieben und errechnet sich wie folgt:

$$\sigma_{c,rm} = SRR_c \cdot \sigma_{c,i} \rightarrow SRR_c = \frac{\sigma_{c,rm}}{\sigma_{c,i}} = C^\omega \quad (\text{F.44})$$

$$C = 1,75 \cdot A^{0,65} + A \cdot N_{SCR} \quad (\text{F.45})$$

$$\omega = \frac{(SR_d - 100)(100 - SR_d)}{4000 \cdot \left[(2\pi)^{\frac{-SR_d}{100}} \right]} \quad (\text{F.46})$$

F.8.6 Neu formuliertes Hoek-Brown Bruchkriterium

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{c,i} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{c,i}} + s^* \right)^{a^*} \quad (\text{F.47})$$

$$m_b = m_i \exp \left[\frac{9 \cdot \ln \left(SRR_c^{1/a^*} \right)}{28 \cdot r_{mb}} \right] \quad (\text{F.48})$$

$$s^* = \left(SRR_c^{1/a^*} \right) \cdot r_s \quad (\text{F.49})$$

$$a^* = 0,5 + \frac{1}{6} \left\{ e \left[-100 - 9 \cdot \ln \left(SRR_c^{1/a^*} \right) \right] / 15 - e^{-20/3} \right\} \quad (\text{F.50})$$

$$\bar{\sigma}_{c,rm} = \sigma_{c,i} \cdot (s^*)^{a^*} \quad (\text{F.51})$$

wobei für die Gleichung (F.50) eine Iteration erforderlich ist.

Für die Überlegungen, auf denen die obigen Empfehlungen und Gleichungen basieren, wird auf [18] verwiesen.

F.9 Ermittlung der Bruchzonentiefe und der Hohlraumverformung nach Feder & Arwanitakis [24]

F.9.1 Primärspannungszustand

$$p_0 = \gamma \cdot H_0 \quad (\text{F.52})$$

$$p_{0,a} = p_0 \cdot \frac{1 - k_0}{2} \quad (\text{F.53})$$

$$p_{0,s} = p_0 \cdot \frac{1 + k_0}{2} \quad (\text{F.54})$$

wobei

k_0 Seitendruckbeiwert [-]

p_0 Vertikale Primärspannung [MPa]

$p_{0,a}$ Asymmetrischer Anteil der vertikalen Primärspannung [MPa]

$p_{0,s}$ Symmetrischer Anteil der vertikalen Primärspannung [MPa]

H_0 Überlagerung über Tunnelfirste [m]

γ Wichte des Gesteins [kN/m³]

Bei einem Seitendruckbeiwert von $k_0 = 1,0$ ergibt sich die Gleichung (F.53) zu Null, wodurch der asymmetrische Anteil der Primärspannung entfällt und folglich die Ergebnisse (Spannungen, Verformungen) allseitig gleich sind (z. B. $u_{\tilde{R},F} = u_{\tilde{R},U}$).

F.9.2 Zugfestigkeit und passiver Seitendruckbeiwert

$$p_{k,el} = c_{rm,el} \cdot \frac{1}{\tan \varphi_{rm,el}} \quad (\text{F.55})$$

$$p_{k,pl} = c_{rm,pl} \cdot \frac{1}{\tan \varphi_{rm,pl}} \quad (\text{F.56})$$

$$\lambda_{p,el} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_{rm,el}}{2} \right) \quad (\text{F.57})$$

$$\lambda_{p,pl} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_{rm,pl}}{2} \right) \quad (\text{F.58})$$

wobei

$c_{rm,el}$ Äquivalente Kohäsion des Gebirges im *pre-failure*-Bereich [MPa]

$c_{rm,pl}$ Äquivalente Kohäsion des Gebirges im *post-failure*-Bereich [MPa]

$p_{k,el}$ Zugfestigkeit des Gebirges im *pre-failure*-Bereich entsprechend dem Mohr-Coulomb Bruchkriterium [MPa]

$p_{k,pl}$	Zugfestigkeit des Gebirges im <i>post-failure</i> -Bereich entsprechend dem Mohr-Coulomb Bruchkriterium [MPa]
$\lambda_{p,el}$	Passiver Seitendruckbeiwert im <i>pre-failure</i> -Bereich [-]
$\lambda_{p,pl}$	Passiver Seitendruckbeiwert im <i>post-failure</i> -Bereich [-]
$\varphi_{rm,el}$	Äquivalenter Reibungswinkel des Gebirges im <i>pre-failure</i> -Bereich [°]
$\varphi_{rm,pl}$	Äquivalenter Reibungswinkel des Gebirges im <i>post-failure</i> -Bereich [°]

F.9.3 Radiale Spannungen und plastischer Radius

$$\sigma_{r,\tilde{R}} = \frac{p_0 \cdot (3 - k_0)}{\lambda_{p,el} + 1} - p_{k,el} \cdot \sin \varphi_{rm,el} \quad (\text{F.59})$$

$$\sigma_{r,\tilde{R}} = \begin{cases} 0 & \text{wenn } \sigma_{r,\tilde{R}} \leq 0 \\ \sigma_{r,\tilde{R}} & \text{wenn } \sigma_{r,\tilde{R}} > 0 \end{cases} \quad (\text{F.60})$$

$$\tilde{R} = R_0 \cdot \left(\frac{\sigma_{r,\tilde{R}} + p_{k,pl}}{p_i + p_{k,pl}} \right)^{\frac{1}{\lambda_{p,pl} - 1}} \quad (\text{F.61})$$

$$df = \begin{cases} 0 & \text{wenn } \tilde{R} \leq R_0 \\ \tilde{R} - R_0 & \text{wenn } \tilde{R} > R_0 \end{cases} \quad (\text{F.62})$$

wobei

d_f	Stärke der plastischen Zone [m]
p_i	Innendruck [MPa]
R_0	Hohlraumradius [m]
\tilde{R}	Radius der Gleitbruchzone [m]
$\sigma_{r,\tilde{R}}$	Radialspannung am Grenzkreis (Übergang von der plastischen Zone zu der elastischen Zone) [MPa]

Jene mögliche Zone, innerhalb deren die Sekundärspannungen die Gebirgsfestigkeit überschreiten (Überbeanspruchung), wird als plastische Zone bezeichnet und kann mit Gleichung (F.62) ermittelt werden.

F.9.4 Elastische Radialverformungen

$$u_{\tilde{R},F} = \frac{\tilde{R}}{E_{rm}} \cdot \left[(1 + \nu) \cdot (p_{0,s} - \sigma_{r,\tilde{R}}) + (3 - \nu - 4\nu^2) \cdot p_{0,a} \right] \quad (\text{F.63})$$

$$u_{\tilde{R},U} = \frac{\tilde{R}}{E_{rm}} \cdot \left[(1 + \nu) \cdot (p_{0,s} - \sigma_{r,\tilde{R}}) - (3 - \nu - 4\nu^2) \cdot p_{0,a} \right] \quad (\text{F.64})$$

wobei

$u_{\tilde{R},F}$ Radiale Verformung oberhalb der Firse am Grenzkreis (Übergang von der plastischen Zone zu der elastischen Zone) [m]

$u_{\tilde{R},U}$ Radiale Verformung seitlich der Ulme am Grenzkreis (Übergang von der plastischen Zone zu der elastischen Zone) [m]

E_{rm} Gebirgsmodul [MPa]

ν Poissonzahl [-]

F.9.5 Plastische Radialverformungen

Die nachfolgenden Gleichungen sind nur dann anzuwenden, wenn eine plastische Zone ausgebildet ist und folglich $d_f > 0$ gilt.

$$u_{\tilde{R},a} = \frac{u_{\tilde{R},F} - u_{\tilde{R},U}}{2} \quad (\text{F.65})$$

$$u_{\tilde{R},s} = \frac{u_{\tilde{R},F} + u_{\tilde{R},U}}{2} \quad (\text{F.66})$$

wobei

$u_{\tilde{R},a}$ Asymmetrischer Anteil der elastischen Radialverformung [m]

$u_{\tilde{R},s}$ Symmetrischer Anteil der elastischen Radialverformung [m]

$$\bar{R} = R_0 \left[\frac{p_0 + p_{k,pl}}{\lambda_{p,pl} \cdot (p_i + p_{k,pl})} \right]^{\frac{1}{\lambda_{p,pl} - 1}} \quad (\text{F.67})$$

wobei

\bar{R} Radius bei dem die Tangentialspannung σ_θ der vertikalen Primärspannung p_0 entspricht [m]

$$C_1 = -\frac{1 - \nu \cdot \lambda_{p,pl} + \kappa \cdot [\lambda_{p,pl} \cdot (1 - \nu) - 2\nu]}{(\kappa + \lambda_{p,pl}) \cdot (1 + \lambda_{p,el})} \quad (\text{F.68})$$

$$C_2 = -\frac{1 - \nu + \kappa \cdot (1 - 3\nu)}{\kappa + 1} \quad (\text{F.69})$$

$$\bar{C}_1 = -\frac{1 - 2\nu \cdot \lambda_{p,pl} + 2\kappa \cdot [\lambda_{p,pl} \cdot (1 - \nu) - \nu]}{(\kappa + \lambda_{p,pl}) \cdot (1 + \lambda_{p,el})} \quad (\text{F.70})$$

$$\bar{C}_2 = -\frac{1 - 2\nu + 2\kappa \cdot (1 - 2\nu)}{\kappa + 1} \quad (\text{F.71})$$

wobei

C_1 Koeffizient (Überbeanspruchter Bereich mit konstanter Axialspannung) [-]

C_2 Koeffizient (Überbeanspruchter Bereich mit konstanter Axialspannung) [-]

\bar{C}_1 Koeffizient (Überbeanspruchter Bereich mit abnehmender Axialspannung) [-]

\bar{C}_2 Koeffizient (Überbeanspruchter Bereich mit abnehmender Axialspannung) [-]

κ Auflockerungsfaktor zur Berücksichtigung des verdrängten Volumens beim Bruchvorgang ($\kappa = 1, 0$ für keine Auflockerung durch den Bruchvorgang) [-]

$$K_{u,R_0} = \bar{C}_1 \cdot \left[\left(\frac{\bar{R}}{R_0} \right)^{\kappa+1} - \left(\frac{R_0}{\bar{R}} \right)^{\lambda_{p,pl}-1} \right] \cdot \left\{ 2 - \frac{p_{k,el}}{p_0} \cdot \left[\lambda_{p,el} - 1 - \frac{p_{k,pl}}{p_{k,el}} \cdot (\lambda_{p,el} + 1) \right] \right\} - \bar{C}_2 \cdot \left[\left(\frac{\bar{R}}{R_0} \right)^{\kappa+1} - 1 \right] \cdot \left(1 + \frac{p_{k,pl}}{p_0} \right) \quad (\text{F.72})$$

wobei

K_{u,R_0} Koeffizient (Überbeanspruchter Bereich mit abnehmender Axialspannung) [-]

$$K_{u,\bar{R},1} = C_1 \cdot \left[\left(\frac{\bar{R}}{\bar{R}} \right)^{\kappa+1} - \left(\frac{\bar{R}}{\bar{R}} \right)^{\lambda_{p,pl}-1} \right] \cdot \left\{ 2 - \frac{p_{k,el}}{p_0} \cdot \left[\lambda_{p,el} - 1 - \frac{p_{k,pl}}{p_{k,el}} \cdot (\lambda_{p,el} + 1) \right] \right\} - C_2 \cdot \left[\left(\frac{\bar{R}}{\bar{R}} \right)^{\kappa+1} - 1 \right] \cdot \left(1 + \frac{p_{k,pl}}{p_0} \right) \quad (\text{F.73})$$

$$K_{u,\tilde{R},2} = C_1 \cdot \left[\left(\frac{\tilde{R}}{R_0} \right)^{\kappa+1} - \left(\frac{R_0}{\tilde{R}} \right)^{\lambda_{p,pl}-1} \right] \cdot \left\{ 2 - \frac{p_{k,el}}{p_0} \cdot \left[\lambda_{p,el} - 1 - \frac{p_{k,pl}}{p_{k,el}} \cdot (\lambda_{p,el} + 1) \right] \right\} - C_2 \cdot \left[\left(\frac{\tilde{R}}{R_0} \right)^{\kappa+1} - 1 \right] \cdot \left(1 + \frac{p_{k,pl}}{p_0} \right) \quad (\text{F.74})$$

$$K_{u,\tilde{R}} = \begin{cases} K_{u,\tilde{R},1} & \text{wenn } R_0 \leq \bar{R} \\ K_{u,\tilde{R},2} & \text{wenn } R_0 > \bar{R} \end{cases} \quad (\text{F.75})$$

wobei

$K_{u,\tilde{R}}$ Koeffizient (Überbeanspruchter Bereich mit konstanter Axialspannung) [-]

$$u_{\bar{R}} = \begin{cases} \bar{R} \cdot \left[\frac{u_{\bar{R},s}}{\bar{R}} \cdot \left(\frac{\bar{R}}{\bar{R}} \right)^{\kappa+1} + \frac{p_0}{E_{rm}} \cdot K_{u,\tilde{R}} \right] & \text{wenn } R_0 \leq \bar{R} \\ 0 & \text{wenn } R_0 > \bar{R} \end{cases} \quad (\text{F.76})$$

$$u_{R_0,a} = u_{\tilde{R},a} \quad (\text{F.77})$$

$$u_{R_0,s} = \begin{cases} R_0 \cdot \left[\frac{u_{\bar{R}}}{\bar{R}} \cdot \left(\frac{\bar{R}}{R_0} \right)^{\kappa+1} + \frac{p_0}{E_{rm}} \cdot K_{u,R_0} \right] & \text{wenn } R_0 \leq \bar{R} \\ R_0 \cdot \left[\frac{u_{\bar{R},s}}{\bar{R}} \cdot \left(\frac{\bar{R}}{R_0} \right)^{\kappa+1} + \frac{p_0}{E_{rm}} \cdot K_{u,\tilde{R}} \right] & \text{wenn } R_0 > \bar{R} \end{cases} \quad (\text{F.78})$$

$$u_{R_0} = u_{R_0,s} + u_{R_0,a} \cdot \cos(2 \cdot \psi) \quad (\text{F.79})$$

wobei

u_{R_0} Plastische Radialverformung in Abhängigkeit vom Winkel ψ [m]

$u_{R_0,a}$ Asymmetrischer Anteil der plastischen Radialverformung [m]

$u_{R_0,s}$ Symmetrischer Anteil der plastischen Radialverformung [m]

$u_{\bar{R}}$ Radiale Verformung bei \bar{R} [m]

ψ Winkel in Umfangsrichtung beginnend bei der Firste [°]

Um die radialen Verformungen der Firste bzw. der Ulme zu erhalten, ist für den Winkel ψ in Gleichung (F.79) ein Wert von 0° bzw. 90° einzusetzen:

$$u_{R_0,F}(\psi = 0^\circ) = u_{R_0,s} + u_{R_0,a} \cdot \cos(2 \cdot 0) \quad (\text{F.80})$$

$$u_{R_0,U}(\psi = 90^\circ) = u_{R_0,s} + u_{R_0,a} \cdot \cos(2 \cdot 90) \quad (\text{F.81})$$

F.10 Ermittlung der Bruchzonentiefe und der Hohlraumverformung nach Hoek [31]

F.10.1 Allgemeines Mohr-Coulomb Bruchkriterium

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{F.82})$$

wobei

c Kohäsion [MPa]

φ Reibungswinkel [°]

σ'_1 Größte effektive Hauptnormalspannung zum Zeitpunkt des Versagens [MPa]

σ'_3 Kleinste effektive Hauptnormalspannung zum Zeitpunkt des Versagens [MPa]

F.10.2 Gebirgsparameter

$$\sigma'_1 = \beta \cdot \sigma'_3 + \sigma_{c,rm} \quad (\text{F.83})$$

$$\beta = \frac{1 + \sin \varphi_{rm}}{1 - \sin \varphi_{rm}} \quad (\text{F.84})$$

$$\sigma_{c,rm} = \frac{2 \cdot c_{rm} \cdot \cos \varphi_{rm}}{1 - \sin \varphi_{rm}} \quad (\text{F.85})$$

wobei

c_{rm} Äquivalente Kohäsion des Gebirges [MPa]

β Steigung der Bruchgerade im σ'_1 - σ'_3 Diagramm [-]

φ_{rm} Äquivalenter Reibungswinkel des Gebirges [°]

$\sigma_{c,rm}$ Globale Gebirgsfestigkeit [MPa]

Für die Bestimmung der Gebirgsparameter wird die größte effektive Hauptnormalspannung σ'_1 schrittweise für acht ($j = 8$) unterschiedliche Werte der kleinsten effektiven Hauptnormalspannung σ'_3 ermittelt und anschließend die Steigung der Bruchgerade β , welche durch die Versagenspunkte der inkrementellen Belastung definiert ist, berechnet.

$$\sigma'_{3,1} = 1 \times 10^{-10} \quad (\text{F.86})$$

$$\sigma'_{3,j} = \sigma'_{3,j-1} + \frac{\sigma_{c,i}}{28} \quad \text{für } j \text{ in } 2:8 \quad (\text{F.87})$$

$$\sigma'_3 = \sum_{j=1}^8 \sigma'_{3,j} \quad (\text{F.88})$$

$$\sigma'_{1,j} = \sigma'_{3,j} + \sigma_{c,i} \cdot \left(\frac{m_b \cdot \sigma'_{3,j}}{\sigma_{c,i}} + s^* \right)^{a^*} \quad \text{für } j \text{ in } 1:8 \quad (\text{F.89})$$

$$\sigma'_1 = \sum_{j=1}^8 \sigma'_{1,j} \quad (\text{F.90})$$

$$(\sigma'_3 \sigma'_1)_j = \sigma'_{3,j} \cdot \sigma'_{1,j} \quad \text{für } j \text{ in } 1:8 \quad (\text{F.91})$$

$$\sigma'_3 \sigma'_1 = \sum_{j=1}^8 (\sigma'_3 \sigma'_1)_j \quad (\text{F.92})$$

$$(\sigma_3'^2)_j = (\sigma'_{3,j})^2 \quad \text{für } j \text{ in } 1:8 \quad (\text{F.93})$$

$$\sigma_3'^2 = \sum_{j=1}^8 (\sigma_3'^2)_j \quad (\text{F.94})$$

$$\beta = \frac{\sigma'_3 \sigma'_1 - \frac{\sigma_3'^2 \sigma'_1}{8}}{\sigma_3'^2 - \frac{(\sigma_3')^2}{8}} \quad (\text{F.95})$$

wobei

a^* Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]

m_b Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]

s^* Äquivalente Hoek-Brown Konstante des Gebirges [-]

$\sigma_{c,i}$ Einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins [MPa]

Durch Umformen der Gleichungen (F.83), (F.84) und (F.85) können die Gebirgsparameter wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{c,rm} = \frac{\sigma'_1}{8} - \beta \cdot \frac{\sigma'_3}{8} \quad (\text{F.96})$$

$$\varphi_{rm} = \arcsin \left(\frac{\beta - 1}{\beta + 1} \right) \quad (\text{F.97})$$

$$c_{rm} = \frac{\sigma_{c,rm} \cdot (1 - \sin \varphi_{rm})}{2 \cdot \cos \varphi_{rm}} \quad (\text{F.98})$$

F.10.3 Kritisches Spannungsniveau und plastischer Radius

Der kritische Ausbaudruck p_{cr} eines kreisrunden Hohlraumes bei hydrostatischen Spannungsverhältnissen ($k_0 = 1$), ab dem der Innendruck p_i der Ausbruchssicherung nicht mehr ausreicht und es zu einem Versagen des umgebenden Gebirges kommt, ist durch folgende Gleichung definiert:

$$p_{cr} = \frac{2 \cdot p_0 - \sigma_{c,rm}}{\beta + 1} \quad (\text{F.99})$$

wobei

p_0 Vertikale Primärspannung [MPa]

p_{cr} Kritischer Ausbaudruck [MPa]

$$\tilde{R} = \begin{cases} R_0 \cdot \left\{ \frac{2 \cdot [p_0 \cdot (\beta - 1) + \sigma_{c,rm}]}{(1 + \beta) \cdot [(\beta - 1) \cdot p_i + \sigma_{c,rm}]} \right\}^{\frac{1}{\beta - 1}} & \text{wenn } p_i < p_{cr} \\ R_0 & \text{wenn } p_i \geq p_{cr} \end{cases} \quad (\text{F.100})$$

$$df = \begin{cases} 0 & \text{wenn } \tilde{R} = R_0 \\ \tilde{R} - R_0 & \text{wenn } \tilde{R} > R_0 \end{cases} \quad (\text{F.101})$$

wobei

d_f Stärke der plastischen Zone [m]

p_i Innendruck [MPa]

R_0 Hohlraumradius [m]

\tilde{R} Radius der Gleitbruchzone [m]

F.10.4 Elastische Radialverformungen

$$u_{\tilde{R}} = R_0 \cdot \frac{1 + \nu}{E_{rm}} \cdot (p_0 - p_i) \quad (\text{F.102})$$

wobei

$u_{\tilde{R}}$ Elastische Radialverformung [m]

E_{rm} Gebirgsmodul [GPa]

ν Poissonzahl [-]

F.10.5 Plastische Radialverformungen

Die nachfolgende Gleichung ist nur dann anzuwenden, wenn eine plastische Zone ausgebildet ist und folglich $d_f > 0$ gilt.

$$u_{R_0} = R_0 \cdot \frac{1 + \nu}{E_{rm}} \cdot \left[2 \cdot (1 - \nu) \cdot (p_0 - p_{cr}) \cdot \left(\frac{\tilde{R}}{R_0} \right)^2 - (1 - 2\nu) \cdot (p_0 - p_i) \right] \quad (\text{F.103})$$

wobei

u_{R_0} Plastische Radialverformung [m]